



**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA INELÁSTICA EN SISTEMAS DE UN  
GRADO DE LIBERTAD, PARA LA NORMA SÍSMICA DE GUAYAQUIL**

**TRABAJO DE TITULACIÓN QUE SE PRESENTA COMO REQUISITO  
PREVIO A OPTAR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

AMIR VIDAL AMAT MONCAYO

**TUTOR**

ING. XAVIER VERA-GRUNAUER, Ph.D, D.GE, A.M. ASCE

**SAMBORONDÓN, SEPTIEMBRE DEL 2019**

## **CERTIFICACIÓN FINAL DE APROBACIÓN DEL TUTOR**

En mi calidad de tutor del estudiante Amir Vidal Amat Moncayo, que cursa estudios en la Escuela de Ingeniería Civil, dictados en la Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil de la UEES,

### **CERTIFICO:**

Que he revisado el trabajo de titulación con el título “Estimación de la demanda inelástica en sistemas de un grado de libertad, para la Norma Sísmica de Guayaquil”, presentado por el estudiante Amir Vidal Amat Moncayo, con cédula de ciudadanía no. 0927295758, como requisito previo para optar por el Grado Académico de Ingeniero Civil, y considero que dicho trabajo investigativo ha incorporado y corregido las sugerencias y observaciones solicitadas por los miembros del tribunal. Por lo tanto, reúne los requisitos y méritos suficientes, necesarios de carácter académico y científico, para presentarse a la defensa final.

Tutor: Ing. Xavier Vera-Grunauer, Ph.D, D.GE, A.M. ASCE

Samborondón, septiembre del 2019

## DEDICATORIA

A Dios.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi familia, a mi tutor y a la UEES.

## ÍNDICE

CERTIFICACIÓN FINAL DE APROBACIÓN DEL TUTOR.....	I
DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS .....	III
RESUMEN.....	VII
ABSTRACT .....	VIII
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>9</b>
<b>1.1. Motivo para el estudio .....</b>	<b>9</b>
<b>1.2. Antecedentes .....</b>	<b>9</b>
<b>1.2.2. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil. ....</b>	<b>13</b>
<b>1.2.3. Sismología de Guayaquil.....</b>	<b>16</b>
<b>1.2.4. Análisis de respuesta de sitio.....</b>	<b>18</b>
<b>1.2.4.1. Espectros de respuesta elástica. ....</b>	<b>19</b>
<b>1.2.4.2. Parámetros de la demanda inelástica para sistemas de un grado de libertad.....</b>	<b>23</b>
<i>1.2.4.2.1. Factor de reducción por ductilidad <math>R\mu</math>. ....</i>	<i>24</i>
<i>1.2.4.2.2. Factor de amplificación de deformaciones inelásticas <math>\gamma</math>.</i>	<i>25</i>
<b>1.1. Justificación.....</b>	<b>26</b>
<b>1.2. Formulación del problema .....</b>	<b>27</b>
<b>1.3. Objetivos .....</b>	<b>27</b>
<b>1.3.1. Objetivo general. ....</b>	<b>27</b>
<b>1.3.2. Objetivos específicos. ....</b>	<b>27</b>
<b>1.4. Alcance.....</b>	<b>28</b>
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>29</b>
<b>2.1. Movimiento Vibratorio .....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.1. Movimiento armónico simple.....</b>	<b>30</b>
<b>2.1.2. Series de Fourier.....</b>	<b>32</b>
<b>2.1.2.1. Espectro de Potencia (Fourier).....</b>	<b>33</b>
<b>2.2. Sistemas Vibratorios .....</b>	<b>34</b>
<b>2.2.1. Sistemas de un grado de libertad.....</b>	<b>35</b>
<b>2.2.2. Ecuaciones de movimiento para sistemas de un grado de libertad.....</b>	<b>36</b>

2.2.2.1.	<i>Ecuaciones de movimiento ante carga externa.....</i>	36
2.2.2.2.	<i>Ecuaciones de movimiento ante la vibración de los apoyos.</i>	39
2.2.3.	<b>Respuesta de sistemas lineales de un grado de libertad.</b>	40
2.2.3.1.	<i>Vibración libre sin amortiguamiento.....</i>	41
2.2.3.2.	<i>Vibración libre con amortiguamiento. ....</i>	42
2.2.3.3.	<i>Respuesta de sistemas de un grado de libertad ante cargas armónicas. ....</i>	43
2.2.3.3.1.	<i>Vibración forzada sin amortiguamiento.....</i>	43
2.2.3.3.2.	<i>Vibración forzada con amortiguamiento. ....</i>	45
2.2.3.4.	<i>Respuesta de sistemas de un grado de libertad ante cargas periódicas. ....</i>	47
2.2.3.5.	<i>Respuesta de sistemas de un grado de libertad ante cargas generales. ....</i>	50
2.2.4.	<b>Amortiguamiento. ....</b>	52
2.2.5.	<b>Espectro de respuesta.....</b>	56
2.2.6.	<b>Respuesta de sistemas no lineales de un grado de libertad ante cargas generales. ....</b>	59
<b>CAPÍTULO III. METODOLOGÍA DE ESTUDIO .....</b>		106
3.1.	<b>Selección y recopilación de datos .....</b>	106
3.2.	<b>Clasificación de los 53 sitios de interés en la ciudad de Guayaquil .....</b>	107
3.3.	<b>Software empleado para el análisis de respuesta de sitio.....</b>	110
3.4.	<b>Parámetros de la Norma de Construcción Ecuatoriana.....</b>	113
3.5.	<b>Análisis de respuesta dinámica de sitio (ARS).....</b>	119
3.5.1.	<b>Procedimiento de análisis de respuesta de sitio.....</b>	119
3.5.1.1	<b>Aplicación del análisis de respuesta de sitio equivalente – lineal.....</b>	121
3.5.1.2.	<b>Aplicación del método de Nakamura .....</b>	123
3.5.2.	<b>Curvas normalizadas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento dependientes de la deformación.....</b>	124
3.5.2.1.	<b>Consideraciones específicas para los análisis de tipo no lineal (NL).....</b>	125

3.5.3. Estimación de la profundidad y velocidad de onda de corte del semi-espacio.....	125
3.5.4. Selección sísmica de entrada en afloramiento rocoso de acuerdo a la NEC-15.....	126
3.5.4.1. Movimientos sísmicos de subducción correspondientes a eventos de fuente lejana .....	127
3.5.5. Sitio de estudio (ERU/S216) Estadio Ramón Unamuno.....	129
3.6. Estimación de parámetros de la demanda inelástico en BISPEC .....	130
3.6.1. Importación de los acelerogramas en superficie. ....	131
3.6.2. Programación del análisis iterativo en BISPEC.....	132
<b>CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>135</b>
4.1. Ejemplo de procesamiento para sitio S216.....	135
4.2. Evaluación de la demanda inelástica del sitio S216 para sismos de fuente cercana y fuente lejana .....	142
4.2.1. Factor de reducción por ductilidad “ $R\mu$ ”.....	142
4.2.2. Factor de amplificación de deformaciones espectrales “ $\gamma$ ”.....	145
4.3. Parámetros de demanda inelástica para la zona D3.....	146
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>154</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>155</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>156</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>158</b>

## RESUMEN

En la presente investigación se ofrece una metodología para la aproximación de parámetros de cálculo utilizados en el diseño y análisis de estructuras en el rango inelástico. Esta investigación parte de los resultados obtenidos de varios análisis de respuesta dinámica de 53 sitios geotécnicos en la ciudad de Guayaquil, desarrollado por la empresa ecuatoriana GeoEstudios S.A. Partiendo de una estimación de la demanda sísmica en superficie de dichos sitios (en términos de registros de aceleraciones en historiales del tiempo), se procede con el cálculo de parámetros de la demanda inelástica (tales como: el factor de reducción por ductilidad y el factor de amplificación de los desplazamientos), para sistemas de un grado de libertad sometidos a la demanda de sitio para un modelo no lineal (histerético) de la estructura. El modelo histerético implementado en dicha estimación es el modelo elástico perfectamente plástico, y el procesamiento de la información se ha realizado por medio del algoritmo iterativo BISPEC (Hachem, 2000). Los resultados de esta investigación permiten evidenciar la necesidad de incorporar las consideraciones de comportamiento no lineal en la nueva Normativa Sísmica de Guayaquil "NSG-19", debido a la ambigüedad de varias generalizaciones existentes en la edición vigente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción "NEC-15".

**Palabras clave:** Demanda inelástica, comportamiento no lineal, sistemas de un grado de libertad, modelo elástico perfectamente plástico, Normativa Sísmica de Guayaquil.

## **ABSTRACT**

This research presents a methodology for the approximation of design parameters used in the analysis of structures in the inelastic range. The research is based on the results obtained from various dynamic ground response analysis of 53 geotechnical sites in the city of Guayaquil, developed by the Ecuadorian company GeoEstudios S.A. Having estimated the seismic demand at surface of such sites (in terms of time-history acceleration records), it proceeds with the calculation of the inelastic demand parameters (such as: the ductility reduction factor and the displacement amplification factor), for single degree of freedom systems induced to site effects for a non-linear (hysteretic) model. The hysteretic model implemented in this calculation is the elasto-perfectly plastic model, and the processing of the information has been carried out by means of the iterative algorithm BISPEC (Hachem, 2000). The results of this research show the need to incorporate the considerations of non-linear behavior in the new Seismic Code of Guayaquil "NSG-19", due to the ambiguity of several generalizations existing in the current edition of the Ecuadorian Building Code " NEC-15 ".

**Keywords:** Inelastic demand, non-linear behavior, systems of a degree of freedom, perfectly plastic elastic model, Seismic Regulations of Guayaquil.

## **CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Motivo para el estudio**

El objetivo principal del diseño sismo resistente es garantizar que las estructuras tengan un comportamiento adecuado (previniendo el colapso) ante el sismo de diseño. Es decir, se admiten daños en los elementos no estructurales y daño controlado en los elementos estructurales, precautelando la estabilidad de la estructura.

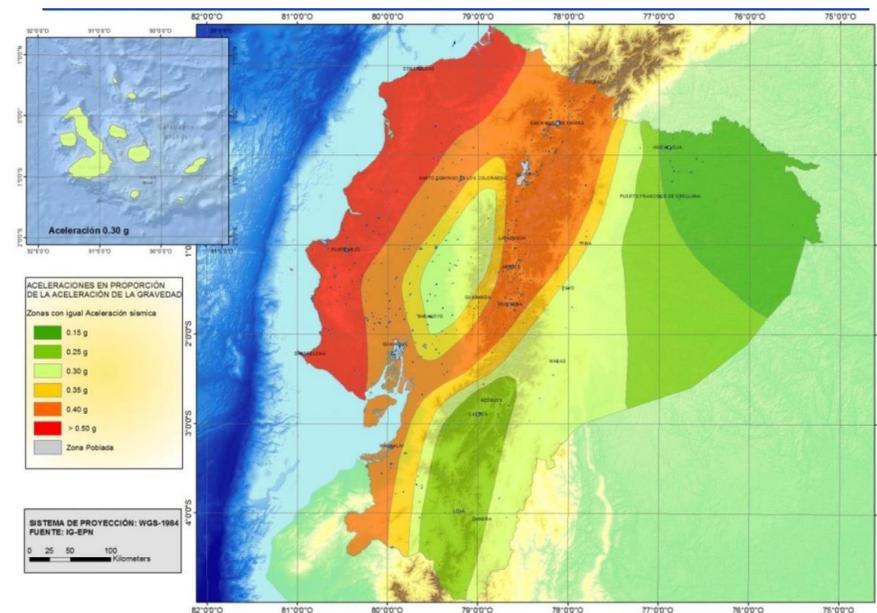
Es posible dar con una estimación considerablemente acertada de dichas demandas sísmicas en zonas geotécnicas específicas. Esto se consigue a través del modelado y calibración de las columnas estratigráficas de sitios pertenecientes a dichas zonas, que hayan sido previamente caracterizadas mediante los análisis de laboratorio correspondientes. Considerando dichas columnas como un medio continuo, que puede idealizarse como un ensamblaje de varios sistemas discretos de un grado de libertad, es posible determinar los espectros de respuesta elástica en superficie y, a partir de estos, los parámetros de demanda inelástica para cada columna estratigráfica, ante la excitación producida por un evento sísmico.

### **1.2. Antecedentes**

En Ecuador, todos los procesos relacionados con proyectos de construcción (estudios, diseño, planificación, supervisión y ejecución), se encuentran regulados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En el capítulo de Riesgo Sísmico (NEC-SE-RE) de la edición vigente de esta norma (NEC-15), se manifiesta que aquellas ciudades que tengan poblaciones superiores a 100.000 habitantes deberán elaborar sus propios estudios de microzonificación sísmica. Sin embargo, Guayaquil no cuenta con dichos

estudios de microzonificación, a pesar que cuenta con una población estimada en 2.698.077 habitantes, al año 2019 (INEC, 2013).

La inexistencia de una normativa sísmica local en Guayaquil no sólo representa un incumplimiento de las obligaciones adquiridas por el Gobierno Autónomo Descentralizado (GAD) de Guayaquil; sino también implica diversas falencias en los procesos constructivos que se llevan a cabo en esta ciudad. El principal problema radica en la inexactitud con que se realizan las estimaciones para el diseño estructural sísmo resistente, pues, al no existir regulaciones locales, se adoptan las regulaciones que han sido establecidas a nivel nacional dentro de la NEC-15.



*Figura 1.1.* Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona “Z”, en Ecuador. Fuente: NEC (2015).

Por ejemplo, en la *Figura 1.1*, se muestran los distintos valores que se adoptan para el factor de zona “Z”, uno de los parámetros utilizado en el diseño estructural sísmo resistente. Se puede apreciar que, en Guayaquil, se adopta un valor de “Z” equivalente a 0,40 veces el valor de la gravedad. Este valor se encuentra generalizado para gran parte de la Costa y Sierra ecuatoriana.

Dicha generalización es imprecisa, pues en Guayaquil existen varias zonas geotécnicas que tienen distintas morfologías y comportamientos sísmicos, para las cuales no es aplicable dicho valor de “Z”. (Parra H. , Benito, Gaspar, Luna, & Molina, 2018)

Las imprecisiones de cálculo que resultan del uso de valores generalizados en un contexto local específico, pueden derivar en tres escenarios:

1. Si el valor de “Z” local es superior a 0,40 veces el valor de la gravedad, existirá una subestimación en los parámetros de diseño estructural. Esto significaría que la estructura no es apta para resistir las posibles demandas sísmicas locales.

2. Si el valor de “Z” local es igual a 0,40 veces el valor de la gravedad, la estimación de los parámetros de diseño de las estructuras habrá sido adecuada.

3. Si el valor de “Z” local es inferior a 0,40 veces el valor de la gravedad, existirá una sobreestimación en los parámetros de diseño estructural. Esto significaría costos innecesarios de construcción.

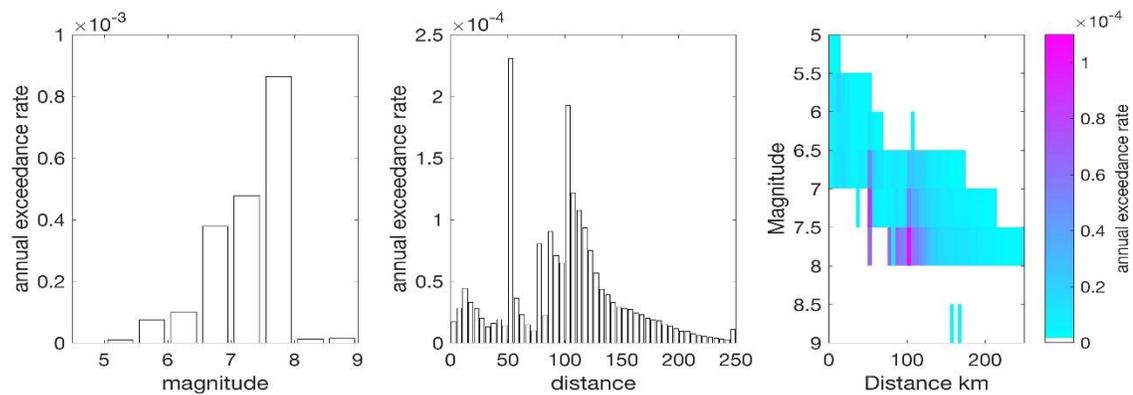
### **1.2.1. Propuesta de desagregación del espectro de peligro uniforme según Beauval et al. (2018)**

Cuando se estima el espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno determinado, cada valor espectral tiene la misma probabilidad de excedencia. Para cumplir con la NEC-15, en el cual indica que se debe de seleccionar registros de entrada que sean compatibles con la demanda sísmica y que estos sean sismológicamente apropiados a las fuentes sísmicas, se debe entonces realizar una desagregación del espectro de peligro uniforme para poder determinar que eventos sísmicos contribuyen al peligro. De acuerdo al

estudio ecuatoriano expuesto por Beauval et al. (2018), se desarrollan dos modelos de desagregación tomando en cuenta las funciones de distancias de ruptura y magnitudes. Se tiene que en el primer modelo exponen sobre el área + falla que incluye el desplazamiento geodésico mientras que el segundo modelo tiene como investigación principal el cálculo de la demanda espectral en el sistema Área – fuente.

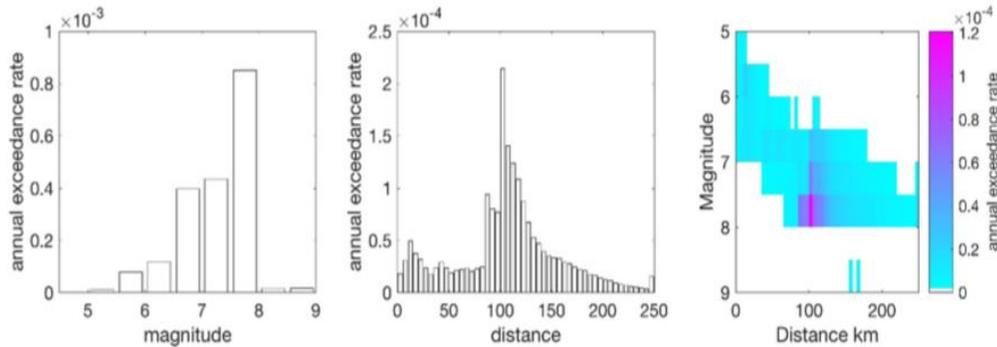
En los modelos de desagregación para *Área + Falla* (ver *Figura 1.2*) se muestran valores con una excedencia anual en su relación asociada con sismos cuya distancia de ruptura es de 100 a 120km. Por otro lado, la contribución es menor en eventos sísmicos cuyas distancias son menos de 100 km. Basándose en estas dos premisas se puede inferir que existe influencia en sismos lejanos de magnitud Mw de 7 a 8.

Sin embargo, el modelo de *Área + Falla*, para un valor de período estructural equivalente a  $T=1s$ , se encuentra influenciado por sismos de aproximadamente 50 km y además de sismos de 100 a 120km de distancia. La contribución de sismos cercanos, distancias menores de 50km la Mw es de 6 a 7 y para sismos lejanos, distancias mayores a 100km de Mw 7 a 8, es decir, la contribución es bimodal.



*Figura 1.2.* Desagregación del espectro de peligro uniforme para  $T=1 s$ , usando el modelo Área + Falla incluyendo la tasa de desplazamiento geodésica, considerando un periodo de retorno de 475 años. Tomado y modificado de Beauval et al. (2018).

Por otra parte, con la desagregación del espectro de peligro uniforme utilizando el modelo *Área – Fuente* (ilustrado en la *Figura 1.3*), no se demuestra que existe alguna evidencia sobre las influencias características de los eventos sísmicos con un radio menor de 100 km de distancia.



*Figura 1.3.* Desagregación del espectro de peligro uniforme para  $T=1s$ , utilizando el Modelo *Área-Fuente*, considerando un período de retorno de 475 años. Tomado y modificado de Beauval et al. (2018).

### 1.2.2. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil.

Desde el 2005, han existido estudios desarrollados con la intención de mostrar los macro dominios geológicos que conforman la ciudad de Guayaquil (Benítez et al., 2005). Sin embargo, el estudio más reciente corresponde a un informe para la zonificación sísmica de Guayaquil, liderado por el Ing. Xavier Vera-Grunauer (2014), en el que consta un mapa con las zonas geotécnicas de la ciudad de Guayaquil (ilustrado en la *Figura 1.4*). Cada una de estas zonas han sido definidas en función de los tipos de suelos que las conforman. Las zonas *D1*, *D2* y *D3* corresponden a depósitos deltaicos – estuarinos; la zona *D4* corresponde a depósitos aluviales, característicos de la llanura aluvial del Río Daule y el Río Babahoyo; la zona *D5* corresponde a depósitos aluvio –

lacustres; la zona *D6* corresponde a depósitos coluviales; y, finalmente, las formaciones rocosas de Guayaquil están agrupadas dentro de la categoría *D7*. A continuación, en la *Tabla 1.1*, se presenta el desglose de las zonas geotécnicas con su origen y tipo de suelo de acuerdo a la NEC-15.

*Tabla 1.1.*

Clasificación de zonas por depósitos de origen y tipos de suelo. (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

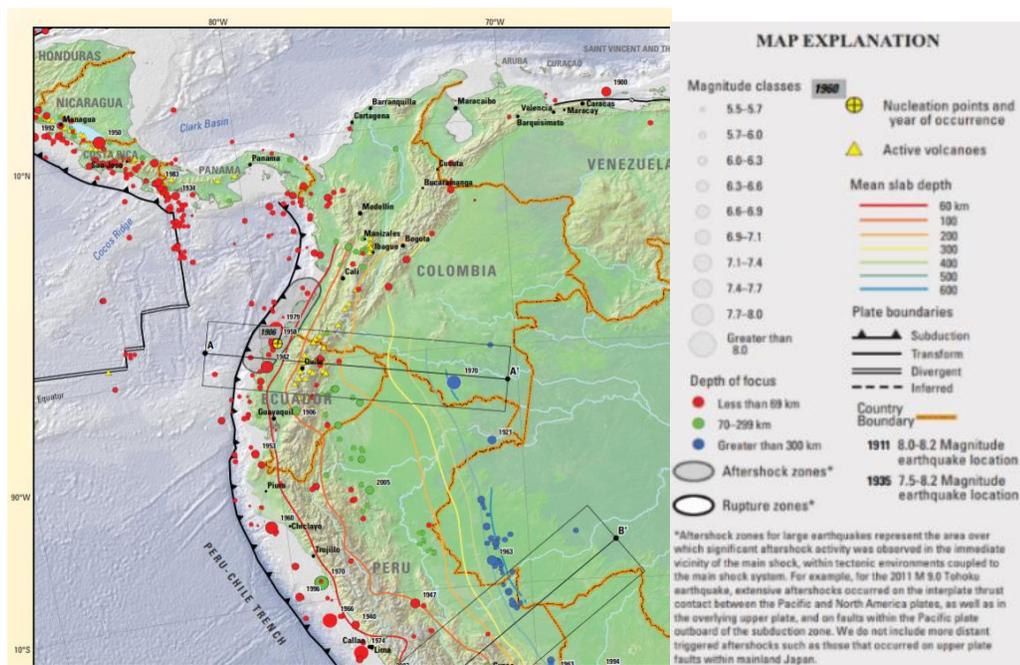
Zona	Depósitos	Tipo de suelo
D1	Deltaico-estuarino	E-F
D2	Deltaico-estuarino	F
D3	Deltaico-estuarino	F
D4	Aluviales	E
D5	Aluvio- lacustres	D
D6	Coluviales	C

Los suelos de cada zona geotécnica tienen características geomorfológicas particulares, por lo cual presentarán respuestas dinámicas diferentes al ser sometidas a las cargas sísmicas que son liberadas durante los movimientos telúricos. Esto se debe a que la forma en que son transmitidas las vibraciones en medios de composición blanda – tales como las arcillas y los limos, donde las ondas sísmicas sufren un fenómeno de amplificación –, en contraste con los medios rígidos – tales como las formaciones rocosas. Estos fenómenos serán explorados con mayor detalle en el Capítulo III de la presente investigación.



### 1.2.3. Sismología de Guayaquil.

La ciudad de Guayaquil está afectada por una recurrente actividad sísmica que existe a lo largo de la región litoral ecuatoriana. En el Siglo XX, ocurrieron varios eventos sísmicos altamente destructivos, tales como el terremoto de Esmeraldas en 1906 o el terremoto de la dorsal de Carnegie en 1942. En la *Figura 1.5*, se presenta un resumen de los eventos sísmicos con magnitudes superiores a 5,5 (en la escala sismológica de magnitud de momento,  $M_w$ ). Para la elaboración de esta figura, se han utilizado registros de sismos medidos instrumentalmente desde 1900 hasta 2013, evaluando principalmente la magnitud de momento registrada y la profundidad estimada del foco. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)



*Figura 1.5.* Fragmento del reporte de sismo-tectónica de Sudamérica nor-occidental. Fuente: Hayez, Smoczyk, Benz, Villaseñor & Furlong (2015).

A nivel local, la actividad sísmica de Guayaquil se ve afectada, particularmente, por la concurrencia de tres dominios tectónicos (ilustrado en la *Figura 1.6*):

a) Contacto interplaca sismogénico. Corresponde a la zona de subducción de la Placa de Nazca en la Placa Sudamericana.

b) Sistema de falla por cizalladura de Guayaquil-Babahoyo. Este sistema forma parte de la Zona de Megacizalla Dolores. A lo largo de esta falla, el Bloque Norandino se desplaza hacia el nornordeste de la Placa Sudamericana.

c) Contactos intraplaca. Dentro de la Placa de Nazca y cerca de la ciudad de Guayaquil, existen varias fallas activas. Al oeste de la ciudad, se encuentran las fallas de la Cordillera Chongón-Colonche; al sur de la ciudad, se encuentran las fallas de Jubones, Portovelo y Tumbes.

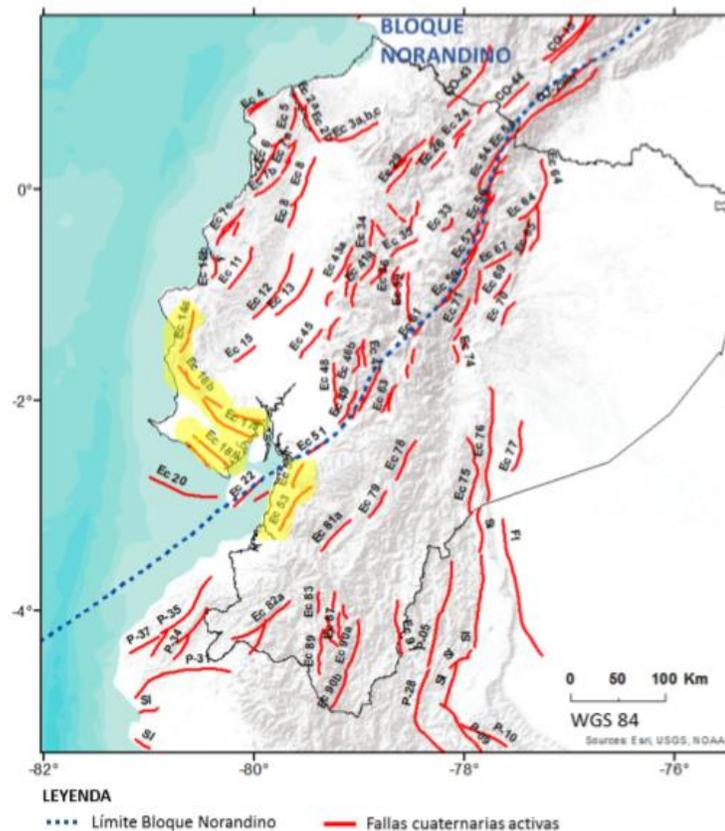


Figura 1.6. Localización del Bloque Norandino, mencionado en el literal (b) y fallas cuaternarias activas, mencionadas en el literal (c). Fuente: (Parra H. , y otros, 2018)

#### **1.2.4. Análisis de respuesta de sitio.**

Uno de los problemas más importantes y más frecuentes en la ingeniería geotécnica es la evaluación de la respuesta del terreno. Los análisis de respuesta de sitio se utilizan para predecir los movimientos de la superficie del terreno para el desarrollo de los espectros de respuesta de diseño, para evaluar los esfuerzos cortantes cíclicos que permiten evaluar los peligros de licuefacción, así como determinar las fuerzas inducidas por el terremoto que pueden conducir a la inestabilidad de la tierra y las estructuras de retención de la tierra.

En condiciones ideales, un análisis completo de la respuesta del terreno modelaría el mecanismo de ruptura en la fuente de un terremoto, la propagación de las ondas de estrés a través de la tierra a la parte superior de la roca madre debajo de un sitio en particular, y luego determinaría cómo el movimiento de la superficie del suelo está influenciado por los suelos que se encuentran sobre el lecho de roca. En realidad, el mecanismo de ruptura de fallas es tan complicado y la naturaleza de la transmisión de energía entre la fuente y el sitio es tan incierta que este enfoque no es práctico para aplicaciones comunes en la ingeniería.

En la práctica, los métodos empíricos basados en las características de los terremotos registrados se usan para desarrollar funciones predictivas de sismos. Estas funciones predictivas a menudo se usan junto con un análisis de riesgo sísmico para predecir las características del movimiento de roca en el sitio. El problema del análisis de la respuesta del suelo se convierte entonces en uno de los que determina la respuesta del depósito de suelo al movimiento de la roca base inmediatamente debajo de ella. A pesar del hecho de que las ondas sísmicas pueden viajar a través de decenas de kilómetros de roca y, a menudo, a menos de 100 m de suelo, el suelo juega un papel muy importante

en la determinación de las características del movimiento de la superficie del suelo.

La influencia de las condiciones locales del suelo sobre la naturaleza del daño del terremoto ha sido reconocida durante muchos años. Desde la década de 1920, sismólogos y, más recientemente, ingenieros geotécnicos de terremotos han trabajado en el desarrollo de métodos cuantitativos para predecir la influencia de las condiciones locales del suelo en el movimiento del suelo fuerte. A lo largo de los años, se han desarrollado una serie de técnicas para el análisis de respuesta en tierra. Las técnicas a menudo se agrupan de acuerdo con la dimensionalidad de los problemas que pueden abordar, aunque muchas de las técnicas bidimensionales y tridimensionales son extensiones relativamente sencillas de las correspondientes técnicas unidimensionales.

#### **1.2.4.1. Espectros de respuesta elástica.**

Un parámetro de demanda es definido como una cantidad que relaciona la entrada sísmica (movimiento del suelo) con la respuesta estructural. Al propagar el movimiento de la superficie (campo libre) a través de un filtro estructural lineal o no lineal, se obtiene la cantidad de respuesta. Un parámetro de demanda que frecuentemente se considera en la práctica estructural es la aceleración espectral ( $S_a$ ), que se toma como la demanda dinámica de un sistema elástico de un solo grado de libertad. Teniendo en cuenta que la mayoría de las estructuras se comportan inelásticamente durante los eventos sísmicos de mayor magnitud, es evidente que este parámetro por sí solo no es suficiente para describir las demandas sísmicas. Otros parámetros de demanda incluyen, entre otros, ductilidad, resistencia inelástica (por ejemplo, la resistencia requerida de un sistema inelástico para limitar la relación de ductilidad a un valor objetivo) y parámetros de daño acumulativos (como la energía histérica).

Existen diversas metodologías para la determinación del espectro de respuesta elástica de un sitio. Un enfoque sugerido por Tena (2009) establece una metodología para la estimación de dicho espectro de diseño:

- i. Determinar la aceleración máxima en roca base, parámetro que toma en consideración el riesgo sísmico.
- ii. Computar el factor de distancia, definido como  $F_d = a_0^r/400 \leq 1$ , el cual equivale a 1 cuando el sitio se encuentra cerca de la fuente sísmica de por subducción. Este parámetro expresa la atenuación sísmica en proporción con la distancia, y también la disipación de componentes de alta frecuencia durante la excitación sísmica.
- iii. Partiendo de la información geotécnica del perfil de suelo del sitio de estudio, computar el período dominante del sitio, según se define en la siguiente ecuación:

$$T_s = 4 \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}\right) \left(\sum_{n=1}^N \rho_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2)\right)}$$

, donde  $G_n$  y  $\rho_n$  son el módulo de corte y la densidad máxima de la  $n$ ésima ( $n$ ) capa de suelo, con espesor de capa  $h_n$ ;  $w_0 = 0$  en la roca base y  $w_n$  se puede estimar por medio de la siguiente ecuación:

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n h_i / G_i}{\sum_{i=1}^N h_i / G_i}$$

- iv. Asumiendo un comportamiento lineal para la columna de suelo, se determinan los factores de amplificación estructural y de sitio.

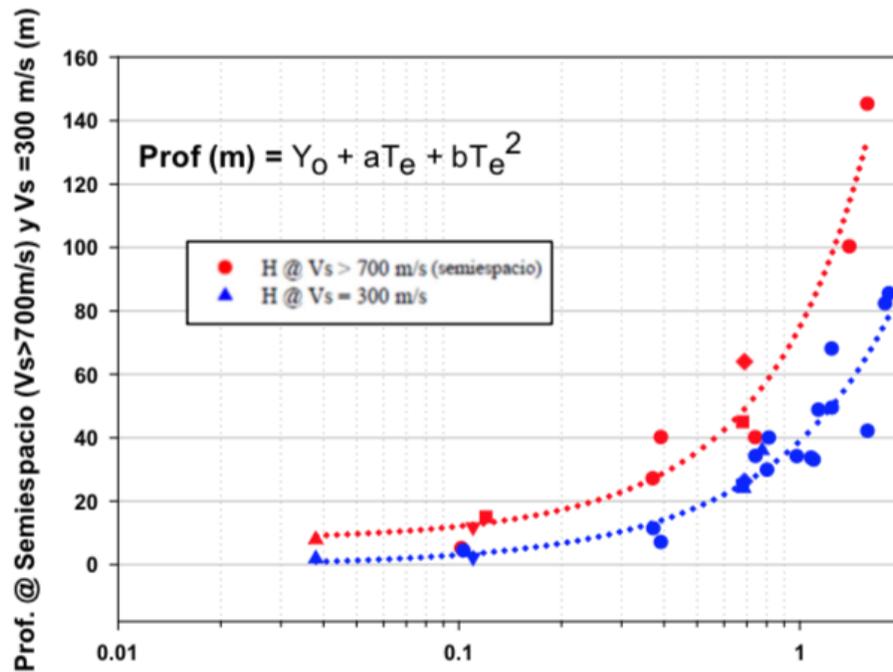
Una vez obtenida la función de transferencia H/V equivalente al componente horizontal entre la componente vertical como lo indica López (2019), se logra un gráfico espectral de la función de transferencia H/V y la frecuencia en donde se deberá determinar si uno o varios picos del espectro se encuentran ligados a la frecuencia de vibración predominante de acuerdo a los contrastes de impedancia predominante del suelo dentro de los sedimentos.

De tal manera que, cuando se obtiene frecuencia a través del método de Nakamura y esta corresponde a la cubierta sedimentaria; entonces se puede considerar que se trata de una frecuencia fundamental. Además, una vez indicada estimación del periodo elástico y otros parámetros como el carácter geológico y geotécnico dentro de los sitios. Se procede a definir la velocidad de onda de corte y la profundidad en los sitios indicados para el estudio mediante la siguiente guía expuesta en la *Tabla 1.2* por Vera-Grunauer et al. (2014). Así mismo, en la *Figura 1.7* se ilustra la tendencia de profundidad de semi-espacio en función del período elástico de sitio, según la velocidad de onda de corte, para  $V_s=300\text{m/s}$  y para  $V_s=700\text{m/s}$ .

*Tabla 1.2.*

Estimación de período elástico del subsuelo a partir del método de Nakamura.

H (m)	Velocidad mínima de semi-espacio $V_s$ (m/s)	Basado en
$\leq 70$	700	-
70 – 90	800	-
90 – 130	1000	Sitio calibrado BSF2
$>130$	2000 - 2800	Sitio calibrado ERU



**Periodo elástico de sitio en base al enfoque del cuarto de longitud de onda,  $T_e$  (seg).**

*Figura 1.7.* Tendencia de curvas entre la profundidad de semi-espacio y el período elástico de sitio, según las velocidades de onda de corte:  $V_s=300$  m/s (color azul) y  $V_s=700$  m/s (color rojo).  
Fuente: (Vera-Grunauer, 2014)

Para el desarrollo de la presente investigación es necesario conocer los resultados obtenidos en análisis de respuesta elástico de los 53 sitios elaborado por López (2019) citando a (Vera – Grunauer et al., 2014), en donde se presentan los espectros de aceleraciones y deformaciones espectrales, esperados en superficie para cada uno de los 53 sitios geotécnicos definidos en el *Capítulo III. Metodología de la investigación*. En la *Figura 1.8*, se muestra el espectro de respuesta elástica del sitio S216 (definido como sitio de interés en aquella investigación y en la presente investigación, pues de aquel sitio se disponían registros en superficie para la calibración del modelo ARS) mostrando los resultados de análisis lineal equivalente y no lineales, considerando los escenarios de eventos de fuente cercana como de fuente lejana.

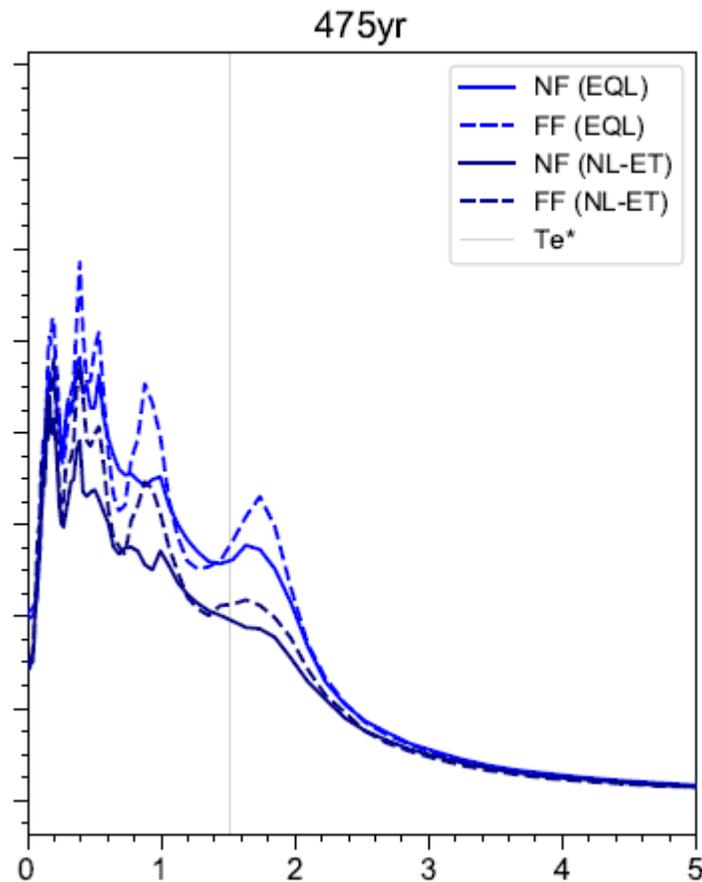


Figura 1.8. Estimación de las aceleraciones espectrales en superficie del sitio S216 ( $PGA_{SOIL}$ ), para el período de retorno  $T=475$  años. Fuente: López (2019).

**1.2.4.2. Parámetros de la demanda inelástica para sistemas de un grado de libertad.**

Las demandas sísmicas son las solicitaciones de servicio a las cuales las estructuras son inducidas al momento de ocurrir movimientos del suelo. Estos movimientos han sido previamente afectados por los llamados *efectos de sitio*, y son determinados mediante la elaboración de análisis de respuesta de sitio. En los diseños estructurales sismo-resistentes basados en un enfoque de capacidad, se busca que la energía liberada durante los eventos sísmicos sea absorbida y disipada por el sistema a través de un comportamiento

inelástico; es decir, se permite que el sistema experimente un daño estructural controlado.

#### 1.2.4.2.1. Factor de reducción por ductilidad $R_\mu$ .

De manera general, el factor de reducción por ductilidad se define como la razón de fuerza de fluencia elástica máxima a la capacidad de fluencia; es decir:

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_t)} = \frac{C_y(\mu = 1)}{C_y(\mu = \mu_t)}$$

Desde la década de 1980, han existido varios estudios para la determinación empírica del factor de reducción por ductilidad, y todos estos estudios coinciden en que este parámetro depende de la capacidad de ductilidad, del período estructural y del tipo de suelo sobre el cual se encuentra la estructura. A continuación, se enlistan ciertas de las aproximaciones desarrolladas para dicho parámetro.

- Estimación de Newmark & Hall (1982).

$$R_\mu = 1.0 ; \text{para } T \leq 0.03 \text{ segundos}$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} ; \text{para } 0.12 \leq T \leq 0.5 \text{ segundos}$$

$$R_\mu = \mu ; \text{para } T \geq 1.0 \text{ segundo}$$

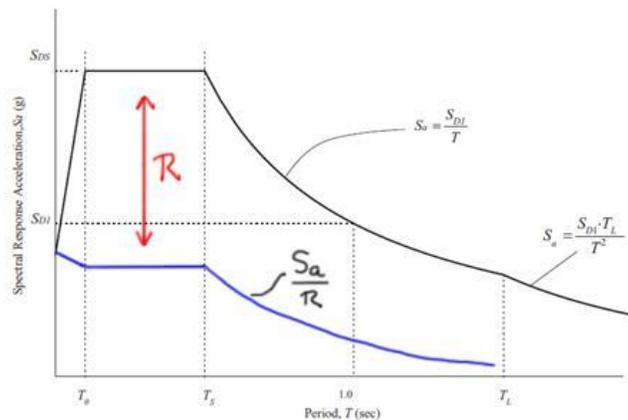
- Estimación de Krawinkler & Nassar (1992).

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

- Estimación de Miranda y Bertero (1994).

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1$$

El factor de reducción por ductilidad se utiliza para el cálculo del factor de respuesta inelástica  $R$  ( $R = R_{\mu} \times R_M \times R_{\Omega}$ ). Donde  $R_{\mu}$  = Factor de reducción de resistencia por ductilidad,  $R_M$  = Factor de reducción de resistencia en sistemas de varios grados de libertad y  $R_{\Omega}$  = Factor de reducción de resistencia por sobre resistencia del sistema estructural. El factor de reducción inelástico lo utilizan varios códigos de construcción, incluyendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para que el diseño estructural permita que la estructura incurra en el rango inelástico. Esto se logra dividiendo las ordenadas de los espectros elásticos de diseño para dicho factor, tal como se ilustra en la *Figura 1.9*.



*Figura 1.9.* Espectro de respuesta inelástico con la aplicación del factor  $R$ .  
Fuente: (Hernández, 2017)

#### 1.2.4.2.2. Factor de amplificación de deformaciones inelásticas $\gamma$ .

El diseño basado en el desempeño se consolida como un criterio de diseño vanguardista, útil para predecir el comportamiento sísmico de la mayoría de estructuras. En particular, para estructuras donde se presenten deformaciones inelásticas – o comportamiento no lineal –, este tipo de análisis permite estimar las demandas de desplazamiento laterales de una manera más precisa. Es así, que cuando eventos sísmicos severos inducen deformaciones inelásticas en las estructuras, se procede a determinar el factor

de amplificación por deformaciones inelásticas, que se define como la relación entre demanda máxima deformación o desplazamiento inelástico entre la máxima deformación elástica.

$$\gamma = \frac{S_{dimax} \text{ (máxima deformación inelástica)}}{S_d \text{ (máxima deformación elástica)}}$$

Miranda & Ruiz-García (2002) definen matemáticamente este parámetro según las siguientes ecuaciones, válidas para los respectivos períodos definidos a continuación:

$$\gamma = \mu ; \text{ para } T \leq T_a = 1/33$$

$$\gamma = \frac{\mu}{(2\mu - 1)^\beta} ; \text{ para } T_a \leq T \leq T_b = 0.125$$

$$\gamma = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} ; \text{ para } T_b \leq T \leq T'_c = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu}$$

$$\gamma = \frac{T_c}{T} ; \text{ para } T'_c \leq T \leq T_c = \frac{S_{vmax} \times 2\pi}{S_{amax}}$$

$$\gamma = 1 ; \text{ para } T \leq T_c$$

### 1.1. Justificación

Los antecedentes expuestos anteriormente permiten evidenciar la necesidad de la elaboración de un estudio de microzonificación sísmica para la ciudad de Guayaquil. Como ha sido mencionado anteriormente, impera, por sobre todos los argumentos, un requerimiento legal, estipulado en la edición vigente de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción. Además, existe una necesidad funcional experimentada en la industria de la construcción, pues, actualmente, las imprecisiones a las que se ven sujetas los diseñadores

estructurales implican que, en la mayoría de casos, existan sobredimensionamientos innecesarios en las estructuras.

La pertinencia de la presente investigación se fundamenta en el hecho de que, con los resultados obtenidos al final de su desarrollo, se podrá ofrecer a los profesionales que se dediquen al diseño estructural sismo resistente parámetros más precisos para el desarrollo de sus cálculos. Se pretende presentar estos resultados a través de una plataforma web en la que, por medio de sistemas de información geográfica, los usuarios puedan obtener los parámetros requeridos para los sitios geotécnicos de que se han analizado.

## **1.2. Formulación del problema**

Conociendo los registros de aceleración tiempo-historia en superficie para 53 sitios geotécnicos de Guayaquil, previamente modelados y calibrados mediante funciones de transferencia en correspondencia con su caracterización estratigráfica, ¿de qué manera se pueden estimar los parámetros de demanda inelástica correspondientes a cada uno de dichos sitios?

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo general.**

Determinar los parámetros de demanda inelástica para 53 sitios geotécnicos de la ciudad de Guayaquil, partiendo de los registros de aceleración tiempo-historia obtenidos en dichos sitios.

### **1.3.2. Objetivos específicos.**

- a. Realizar una revisión de los estudios precedentes de análisis de respuesta de sitio de los 53 sitios geotécnicos definidos.

- b. Establecer los parámetros de cómputo que serán utilizados durante el proceso de análisis en el software BISPEC:
  - i. Tipo de problema (según el tipo de problema: lineal / bilineal; unidireccional / bidireccional; análisis simple / espectral)
  - ii. Propiedades generales del sistema estructural (masa; peso)
  - iii. Amortiguamiento ( $\xi$ )
  - iv. Propiedades no lineales (modelo lineal elástico / bilineal)
- c. Importar los acelerogramas resultantes del análisis espectral en un formato compatible con el software BISPEC, para dar inicio a su procesamiento.
- d. Analizar los resultados obtenidos.
- e. Exportar la data obtenida para su implementación en una plataforma web de uso público.

#### **1.4. Alcance**

En la presente investigación, se ofrece una alternativa para la determinación de los parámetros de demanda inelástica en sistemas de un grado de libertad de 53 sitios geotécnicos, distribuidos a su vez en 6 zonas geotécnicas de Guayaquil. Las bases teóricas que sustentan la investigación, así como la metodología implementada, son desarrolladas con detalle en las secciones subsiguientes. Se pretende que los resultados obtenidos a partir de esta investigación sirvan como datos de entrada referenciales, para su utilización en el diseño sismo resistente de edificaciones en Guayaquil, según lo permitido por la edición vigente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15. No obstante, es importante recordar que estos datos son referenciales y que, cuando el caso lo amerite, será necesario la elaboración de estudios de respuesta dinámica correspondientes a cada sitio de interés.

## CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

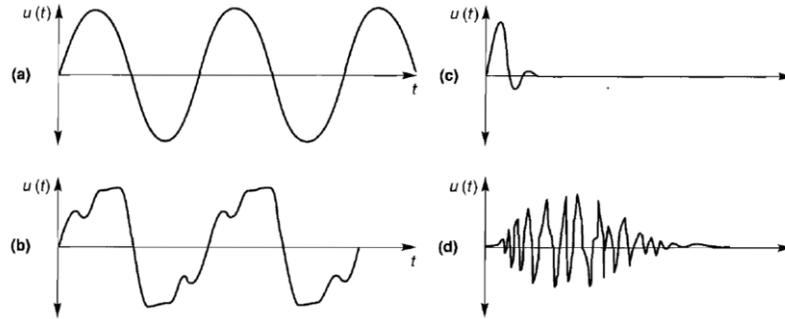
### 2.1. Movimiento Vibratorio

Existen algunos tipos de cargas dinámicas que pueden inducir movimiento vibratorio tanto en suelos como en estructuras. Es por ello que, para solucionar problemas que involucren la respuesta dinámica de suelos o estructuras, es necesario poder definir acertadamente los eventos que ocasionan dichas cargas dinámicas. Para esto, es útil conocer los distintos tipos de movimiento vibratorio que existen en naturaleza, así como las formas matemáticas mediante las cuales se los puede definir.

El movimiento vibratorio se puede dividir en dos categorías: movimiento periódico y movimiento transitorio (oscilatorio). Los movimientos periódicos son aquellos que se repiten en intervalos de tiempo regulares. La forma más simple de movimiento periódico es el *movimiento armónico simple*, en el que el desplazamiento varía sinusoidalmente a lo largo del tiempo. Matemáticamente, se define que un movimiento  $u(t)$  es periódico siempre que exista algún período  $T_f$ , para el cual se cumpla que, en todos los valores de  $t$ , que:

$$u(t + T_f) = u(t)$$

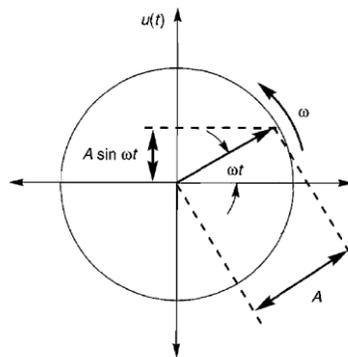
Por otra parte, los movimientos transitorios, que no se repiten a sí mismos en intervalos constantes, pueden resultar de cargas de impacto (como las explosiones o la caída de objetos) o de cargas transitorias (como sismos o tráfico vehicular). A continuación, en la *Figura 2.1*, se muestran distintas formas de movimientos vibratorios periódicos y transitorios.



*Figura 2.1.* (a) movimiento armónico simple; (b) movimiento periódico general; (c) movimiento transitorio en respuesta a carga de impacto; (d) movimiento transitorio en suelo durante un sismo. (Kramer, 1996)

### 2.1.1. Movimiento armónico simple.

Si se considera el movimiento de un vector rotacional, tal que este tiene un módulo  $A$  y oscila a una frecuencia circular  $\omega$  (también denominada velocidad angular, expresada en radianes por segundo), alrededor de su origen, se podría observar que el desplazamiento unidireccional del vector está definido por una de las componentes ortogonales de dicho vector. Por propósitos prácticos, en la *Figura 2.2* se considera la componente vertical, y esta puede determinarse geoméricamente como:  $u(t) = A \sin \omega t$ .

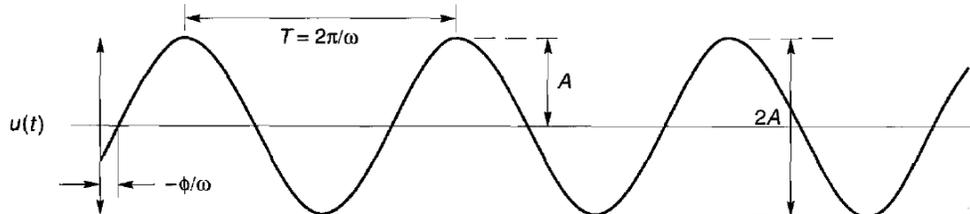


*Figura 2.2.* Representación de un vector rotacional en movimiento armónico simple. (Kramer, 1996)

Siendo el desplazamiento una función del tiempo, el movimiento armónico simple se representa gráficamente como una onda sinusoidal a una frecuencia constante. Las características más importantes que definen este tipo de movimiento son tres: la amplitud, la frecuencia y la fase. De acuerdo con la notación trigonométrica, el movimiento armónico simple, ilustrado en *Figura 2.3* puede expresarse en términos del desplazamiento  $u(t)$ , como la suma de una función seno y una función coseno; es decir:

$$u(t) = A \sin(\omega t + \phi).$$

En esta ecuación,  $A$  representa la amplitud del desplazamiento,  $\omega$  la frecuencia circular y  $\phi$  la fase angular. Se puede notar que la fase angular va a incidir en un desplazamiento de la onda en el sentido del eje de las abscisas, de manera que, sólo cuando  $t = -\phi/\omega$ , el valor del desplazamiento (eje de las ordenadas) será igual a 0.



*Figura 2.3.* Historia de tiempo del desplazamiento en un movimiento armónico simple. (Kramer, 1996)

También es importante notar que, conociendo la función que define la variación de desplazamiento en función del tiempo, para un movimiento vibratorio cualquiera, se pueden definir otros parámetros de gran interés. Estos son la velocidad (primera derivada del desplazamiento) y la aceleración (segunda derivada del desplazamiento). Estos están definidos de la siguiente manera:

$$u(t) = A \sin(\omega t + \phi) \quad \text{Desplazamiento}$$

$$\dot{u}(t) = \frac{du}{dt} = \omega A \cos(\omega t + \phi) \quad \text{Velocidad}$$

$$\ddot{u}(t) = \frac{d^2u}{dt^2} = -\omega^2 A \sin(\omega t + \phi) = -\omega^2 u \quad \text{Aceleración}$$

### 2.1.2. Series de Fourier.

Ahora bien, a pesar que el movimiento armónico simple es un objeto interesante de estudio, poco sirve por su cuenta para describir ciertos fenómenos que ocurren en la naturaleza. Para ello, es conveniente utilizar un principio demostrado por el matemático francés J. Fourier. Él demostró que, cualquier función periódica puede ser expresada como la suma de una serie de ondas sinusoidales de diferente amplitud, frecuencia y fase. Esto resulta particularmente útil en la ingeniería geotécnica, pues es posible descomponer una función de carga compleja – tal como aquella provocada por un movimiento sísmico del suelo – en la suma de una serie de funciones armónicas simples.

Además, dado que una serie de Fourier es básicamente una sumatoria de funciones armónicas simples, se puede expresar en base a la notación trigonométrica definida anteriormente. Entonces, se define la forma trigonométrica general de una serie de Fourier para una función de período  $T_f$  de la siguiente manera:

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t)$$

Para hallar la serie de Fourier correspondiente, donde  $\omega_n = 2\pi n/T_f$  y  $\Delta\omega = 2\pi/T_f$ , es necesario determinar los coeficientes que conforman la ecuación. Estos están definidos según se muestra a continuación:

$$a_0 = \frac{1}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) dt$$

$$a_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) \cos \omega_n t dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) \sin \omega_n t dt$$

#### **2.1.2.1. Espectro de Potencia (Fourier).**

El espectro de amplitud de Fourier permite ilustrar cómo la fuerza de una cantidad varía según la frecuencia. Esta información puede ser expresada en términos de potencia. La potencia de una señal,  $x(t)$ , que pueda ser expresada en la forma trigonométrica general de una serie de Fourier, se define según la siguiente ecuación:

$$P(\omega_n) = \frac{1}{2} (a_n^2 + b_n^2) = \frac{1}{2} c_n^2$$

Es así que la potencia puede ser graficada como una función de la frecuencia, para poder obtener un espectro de poder. Si bien estos espectros son frecuentemente utilizados para describir movimientos de suelo inducidos por sismos, son aplicables a cualquier tipo de señales. La potencia total de la señal es siempre la misma, ya sea que haya sido analizada en el dominio del tiempo o el dominio de la frecuencia. Es decir, se puede computar mediante cualquiera de las siguientes ecuaciones:

$$potencia\ total = \sum_{n=1}^{\infty} P(\omega_n) = \int_0^{T_f} [x(t)]^2 dt = \frac{1}{2} \int_0^{\omega_n} c_n^2 d\omega$$

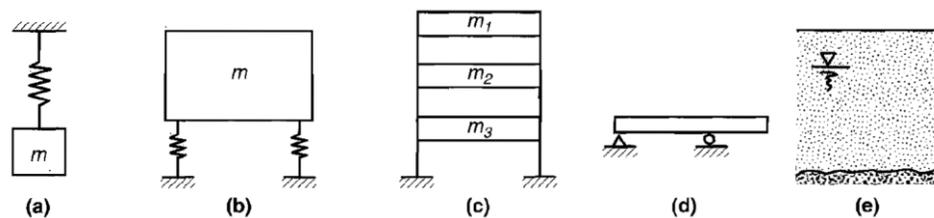
## 2.2. Sistemas Vibratorios

Los sistemas vibratorios consisten frecuentemente de elementos discretos, como masas y resortes – o al menos se los puede idealizar de esta forma. En la mayoría de problemas prácticos de dinámica de estructuras, es posible idealizar las estructuras como un sistema de masas rígidas conectadas por resortes de masa cero. Esto también es aplicable a sistemas continuos, tal como son los depósitos de suelos, los cuales han sido idealizados como ensamblajes de varios elementos discretos.

Los sistemas vibratorios pueden dividirse en dos amplias categorías: *sistemas rígidos* y *sistemas flexibles*. En los sistemas rígidos, no existen deformaciones. Todos los puntos dentro de un sistema rígido se mueven en perfecta sincronía con respecto al otro. Sin embargo, en los sistemas flexibles, diferentes puntos dentro del sistema pueden moverse fuera de sincronía con respecto a los demás. Un sistema vibratorio dado puede comportarse tanto como un sistema rígido o como un sistema flexible, siempre y cuando se cumplan ciertas condiciones.

En la ingeniería civil, ya sea de aplicación estructural o geotécnica, el entendimiento de la respuesta dinámica de los sistemas flexibles es crucial, dado que el comportamiento de las estructuras o el de los suelos nunca es comparable con aquel de un sistema rígido. Los sistemas flexibles pueden caracterizarse según la distribución de su masa, estableciéndose así dos sub-categorías más. Los *sistemas discretos* son aquellos cuya masa puede considerarse concentrada en un número finito de posiciones, mientras que los *sistemas continuos* son aquellos donde la masa está distribuida a lo largo de todo el sistema.

El número de variables independientes requeridas para describir la posición de todas las masas significativas de un sistema corresponde al número de *grados dinámicos de libertad* del sistema. En la ingeniería geotécnica, los sistemas vibratorios de interés pueden tener desde uno hasta un número infinito de grados de libertad. Los sistemas discretos, por definición, siempre tendrán un número finito de grados de libertad; mientras que los sistemas continuos siempre tendrán un número infinito de grados de libertad. Como ya se enunció anteriormente, ilustrado en la *Figura 2.4*, existen ciertos tipos de análisis en los que se idealizan los sistemas continuos como sistemas discretos con un gran número de grados de libertad, con el fin de encontrar una solución práctica a algún problema dado.



*Figura 2.4.* Sistemas vibratorios con distintos grados de libertad: (a) un grado de libertad; (b) dos grados de libertad, traslación vertical y balanceo; (c) tres grados de libertad, traslación horizontal; (d) infinitos grados de libertad; (e) infinitos grados de libertad. (Kramer, 1996)

### 2.2.1. Sistemas de un grado de libertad.

Se entiende que un sistema discreto (*Figura 2.5*) cuya posición pueda ser descrita completamente por una sola variable es un sistema de un grado de libertad. Aquel grado de libertad puede representar tanto un desplazamiento traslacional como un desplazamiento rotacional. Un sistema de un grado de libertad típico es aquel en el que una masa rígida,  $m$ , se encuentra conectada en paralelo a un resorte (de rigidez  $k$ ) y a un amortiguador (con coeficiente de amortiguamiento viscoso  $c$ ), y que está sujeta a una carga externa  $Q(t)$ . En estos sistemas, se asume que tanto el resorte

como el amortiguador son de masa cero, y que el origen del desplazamiento coincide con la posición de equilibrio estático.

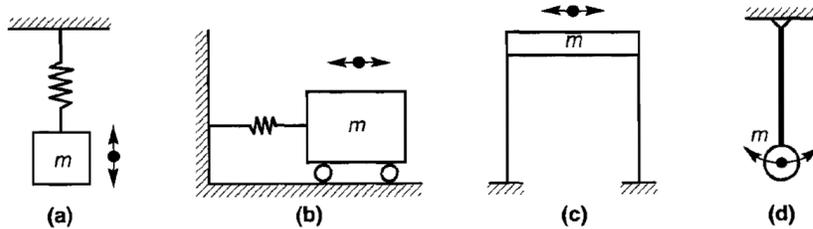


Figura 2.5. Sistemas de un grado de libertad. Los grados de libertad corresponden a: (a) traslación vertical; (b) traslación horizontal; (c) traslación horizontal; (d) rotación. (Kramer, 1996)

### 2.2.2. Ecuaciones de movimiento para sistemas de un grado de libertad.

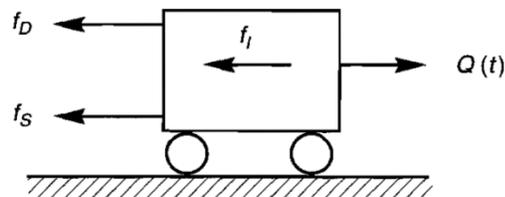
Dentro de los estudios de Ingeniería Sísmica, la carga dinámica es el resultado de otra fuente movimiento correspondiente a los soportes del sistema. Es decir que, los sistemas de un grado de libertad son accionados por cargas aplicadas de forma externa. Así mismo, la respuesta dinámica de un sistema de un grado de libertad se encuentra regida por una ecuación de movimiento. Dicha ecuación se puede determinar mediante un enfoque simple de equilibrio de fuerzas.

#### 2.2.2.1. Ecuaciones de movimiento ante carga externa.

Al momento de aplicar una carga dinámica sobre una masa para un sistema de grado de libertad; la tendencia al movimiento se ve resistida por la inercia de la masa y por las fuerzas que se desarrollan en el resorte y el amortiguador. Por lo tanto, la carga externa,  $Q(t)$ , que actúa en la dirección  $x$  positiva, se opone a tres fuerzas que actúan en la dirección  $x$  negativa: la fuerza inercial,  $f_I$ , la fuerza de amortiguamiento viscoso,  $f_D$  y la fuerza elástica de resorte,  $f_S$ . De manera que, la ecuación de movimiento se puede expresar en términos del equilibrio dinámico de estas fuerzas de la siguiente manera:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = Q(t)$$

Estas fuerzas también pueden expresarse en términos del movimiento de la masa ilustrado en la *Figura 2.6*. Así como lo establece la segunda ley de Newton, “la aceleración que toma un cuerpo es proporcional a la fuerza neta que se le aplica” (Martín, 2003, p.35).



*Figura 2.6.* Tres fuerzas dinámicas que actúan sobre la masa. (Kramer, 1996)

Haciendo referencia a la fuerza de inercia que actúa sobre una masa es igual a su tasa de cambio de momento, que produce un sistema de masa. Así pues, cuando un cuerpo experimenta una aceleración mientras que se encuentra sometido a una fuerza resultante no nula. Y, si esta fuerza llega a ceder, la masa tiene dos únicos resultados; adquiere un movimiento o se quedará inmóvil de acuerdo al caso correspondiente. Esta fuerza inercial se expresa de la siguiente manera:

$$f_I(t) = \frac{d}{dt} \left( m \frac{du(t)}{dt} \right) = m \frac{d^2u(t)}{dt^2} = m\ddot{u}(t)$$

Así mismo, para la fuerza de amortiguación se establece que es proporcional a la masa, siendo expresada en la siguiente ecuación:

$$f_D(t) = c \frac{du(t)}{dt} = c\dot{u}(t)$$

Finalmente, la fuerza elástica de resorte es el producto de su rigidez y la cantidad con la cual es desplazada. Esta ecuación es representada de la siguiente manera:

$$f_S(t) = ku(t)$$

A manera de conclusión, la fuerza inercial,  $f_I$ , es proporcional a la aceleración y la constante de proporcionalidad es la masa. De manera similar, la fuerza de amortiguamiento viscoso,  $f_D$  y la fuerza de resorte elástica,  $f_S$ , son proporcionales a la velocidad y el desplazamiento, y los coeficientes de amortiguamiento y de resorte sirven como las constantes respectivas de proporcionalidad. La ecuación de movimiento para el sistema de un grado de libertad se puede escribir como:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = Q(t)$$

Esta ecuación diferencial de segundo orden se usa comúnmente para describir el comportamiento de los sistemas de oscilación que van desde los sistemas mecánicos considerados en los problemas de ingeniería sísmica hasta los presentes en circuitos eléctricos. La ecuación diferencial de movimiento es lineal - es decir, todos sus términos tienen coeficientes constantes). Esta linealidad permite obtener fácilmente una solución analítica de forma cerrada. Además, permite utilizar el principio de superposición.

Cabe recalcar que, cuando cualquiera de los coeficientes no es constante, el comportamiento no es lineal y la solución se vuelve considerablemente más difícil. En la mayoría de los casos, la respuesta de los sistemas no lineales debe evaluarse numéricamente.

### 2.2.2.2. Ecuaciones de movimiento ante la vibración de los apoyos.

Para evaluar el resultado de la vibración de los apoyos de un sistema en las cargas dinámicas, es necesario el desarrollo de una ecuación de movimiento para la carga causada por el movimiento de la base. Considerando que cuando el sistema de un grado de libertad amortiguado es sometido a una vibración dinámica de la base,  $u_b(t)$ , se deformará en un momento determinado,  $(t)$ . De la misma manera, el desplazamiento total de la masa,  $u_t(t)$ , se puede desglosar como la suma del desplazamiento de la base y el desplazamiento de la masa con respecto a la base,  $u(t)$ . Mediante lo cual se obtiene que, la fuerza inercial dependerá de la aceleración total de la masa, mientras que la amortiguación viscosa y las fuerzas elásticas del resorte dependerán de la velocidad relativa y el desplazamiento, respectivamente.

Dando como resultado la ecuación de movimiento a la vibración de apoyos denotada en la siguiente forma:

$$m\ddot{u} = c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_b$$

Dicho de otra manera, la respuesta del sistema a la vibración de la base es equivalente a la respuesta que tendría el sistema si su base fuera fija y la

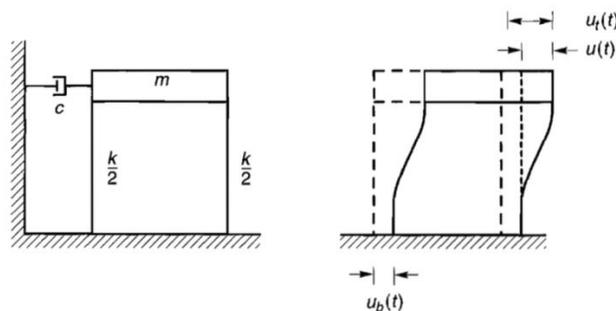


Figura 2.7. Sistema de un grado de libertad amortiguado sometido a una agitación en su base. (Kramer, 1996)

masa fuera sometida a una carga externa  $Q(t) = -m\ddot{u}_b(t)$ . Por lo que, cualquier solución para la respuesta de un sistema de un grado de libertad que sea sometido a una carga externa puede utilizarse para evaluar la respuesta obtenida del sistema a la vibración de la base, el cual representa la demanda el superficie en el sitio de estudio.

### **2.2.3. Respuesta de sistemas lineales de un grado de libertad.**

Para evaluar la respuesta dinámica de un sistema lineal de un grado de libertad, se aconseja resolver la ecuación diferencial de movimiento. En dicho caso, existen varios tipos de condicionantes bajo las cuales se calcula comúnmente la respuesta dinámica de los sistemas de un grado de libertad.

En primer lugar, la vibración forzada que ocurre cuando la masa está sujeta a alguna carga externa,  $Q(t)$ . Ésta puede calificarse como periódica o no periódica y corresponde a una fuerza física real aplicada a la masa o a algún nivel conocido de agitación de la base. La vibración libre se produce en ausencia de carga externa o sacudidas de la base. De manera que, pueda ser el resultado de la liberación de la masa de algún desplazamiento inicial o puede ocurrir después de que una vibración forzada transitoria haya terminado.

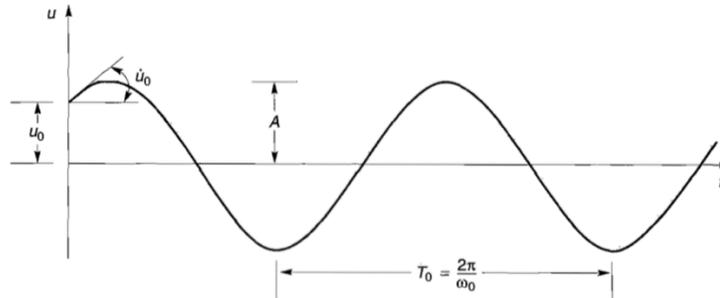
En la presente investigación, se desarrollarán soluciones a la ecuación de movimiento para los casos en que la amortiguación está y no está presente, y para los casos en que la carga externa está y no está presente. Las cuatro permutaciones resultantes de estas condiciones se las clasifica en: vibraciones libres no amortiguadas ( $c = 0, Q(t) = 0$ ), vibraciones libres amortiguadas ( $c > 0, Q(t) = 0$ ), vibraciones forzadas no amortiguadas ( $c = 0, Q(t) \neq 0$ ) y por último, vibraciones forzadas amortiguadas ( $c > 0, Q(t) \neq 0$ ).

### 2.2.3.1. Vibración libre sin amortiguamiento.

Un sistema de un grado de libertad experimenta vibración libre sin amortiguamiento cuando oscila sin ser accionado por ninguna carga externa. Es decir, ( $c = 0$ ) y la ecuación de movimiento para vibraciones libres no amortiguadas se reduce a ( $m\ddot{u} + ku = 0$ ).

La solución a la ecuación de movimiento de un sistema no amortiguado indica que la respuesta del sistema depende de su desplazamiento y velocidad iniciales. Teniendo en cuenta que, la amplitud permanece constante con el tiempo. La respuesta de vibración libre también se puede expresar en una ecuación como:  $u = A \sin(\omega_0 t + \phi)$ , en donde  $A = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega_0}\right)^2}$  y el ángulo de fase  $\phi$  es igual a  $\tan^{-1} \frac{u_0 \omega_0}{\dot{u}_0}$ .

Debido a que no se pierde energía en un sistema no amortiguado, y continuará oscilando para siempre. Obviamente, los sistemas verdaderamente

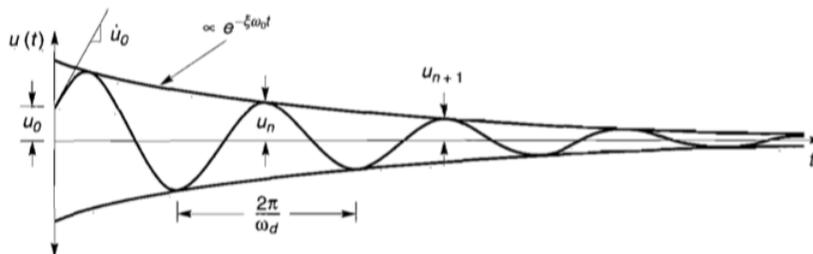


*Figura 2.8.* Historial de tiempo de desplazamiento para vibración libre no amortiguada con desplazamiento inicial y velocidad inicial. (Kramer, 1996) no amortiguados no existen en el mundo real; sin embargo, algunos sistemas pueden tener una amortiguación tan baja que su respuesta en cortos períodos de tiempo puede aproximarse a la de un sistema no amortiguado. Como se muestra en la *Figura 2.8.*

### 2.2.3.2. Vibración libre con amortiguamiento.

En cuanto a sistemas reales, la energía puede perderse como resultado de la fricción, la generación de calor, la resistencia del aire u otros mecanismos físicos. Por lo tanto, la respuesta de vibración libre de un sistema de grado de libertad con amortiguación disminuirá con el tiempo. La cantidad  $2\sqrt{km}$ ; denominada coeficiente de amortiguamiento crítico ( $C_C$ ), permite que la relación de amortiguamiento,  $\xi$ , se defina como la relación del coeficiente de amortiguamiento al coeficiente de amortiguamiento crítico, ilustrado en la *Figura 2.9*.

La solución de esta ecuación diferencial de movimiento depende del valor de la relación de amortiguación. Cuando  $\xi < 100\%$  ( $c < C_C$ ), se dice que el sistema no está bien protegido. Mientras  $\xi = 100\%$  ( $c = C_C$ ) que el sistema se amortigua críticamente, y cuando  $\xi > 100\%$  ( $c > C_C$ ), el sistema se



*Figura 2.9.* Historial de tiempo de vibración libre amortiguada con desplazamiento inicial  $U_0$  y velocidad inicial. (Kramer, 1996) encuentra sobrecargado. Por ello, se deben obtener soluciones separadas para cada uno de los tres casos, pero estructuras de interés para el campo de la ingeniería sísmica, casi siempre están en mal estado.

La frecuencia natural de un sistema amortiguado es siempre más baja que la de un sistema no amortiguado, y disminuye al aumentar la relación de amortiguamiento. Mientras que los coeficientes  $c_1$  y  $c_2$  pueden determinarse a partir de las condiciones iniciales de la misma manera que en el caso no

amortiguado. Así mismo, la respuesta de vibración libre de un sistema con poca luz muestra el decaimiento exponencial de la amplitud de desplazamiento con el tiempo. En donde la relación de las amplitudes de dos picos sucesivos se expresa así:

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = \exp\left(2\pi\xi \frac{\omega_0}{\omega_0}\right)$$

En cuanto a valores pequeños pueden expresar  $\delta, \xi \approx 2\pi$ . Por lo tanto, una forma sencilla de estimar la relación de amortiguamiento de un sistema de grado de libertad es realizar una prueba de vibración libre, en la cual la disminución logarítmica se mide cuando un sistema se desplaza por algún desplazamiento inicial,  $u_0$ , y se libera con una velocidad inicial  $\dot{u}_0 = 0$ .

### **2.2.3.3. Respuesta de sistemas de un grado de libertad ante cargas armónicas.**

Se dice que un sistema de un grado de libertad sufre vibraciones forzadas cuando actúa sobre él una fuerza dinámica externa,  $Q(t)$ . La carga dinámica puede provenir de muchas fuentes diferentes siendo clasificada como periódica o no periódica. Así mismo, para problemas de suelo y dinámicas estructurales, la respuesta a la carga armónica es muy importante. Una forma de carga armónica simple  $Q(t)$ , se puede expresar como  $Q(t) = Q_0 \sin \bar{\omega} t$  donde  $Q_0$  es la amplitud de la carga armónica y  $\bar{\omega}$  es la frecuencia circular a la que se aplica la carga.

#### **2.2.3.3.1. Vibración forzada sin amortiguamiento.**

La ecuación de movimiento para un sistema sin amortiguamiento sometido a una carga armónica es expresada de la siguiente manera:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} = Q_0 \sin \bar{\omega} t$$

La solución general a esta ecuación de movimiento viene dada por la suma de la solución complementaria (para el caso homogéneo en el que el lado derecho de la ecuación es cero) y la solución particular debe satisfacer el lado derecho de la ecuación. Para la ecuación homogénea la solución complementaria es simplemente la solución al problema de vibración libre no amortiguada. Con esto, se hace referencia a que ña parte de la respuesta descrita por la solución complementaria es la que resulta de las condiciones iniciales del sistema. Y, consiste en una simple oscilación armónica a la frecuencia natural no amortiguada del sistema.

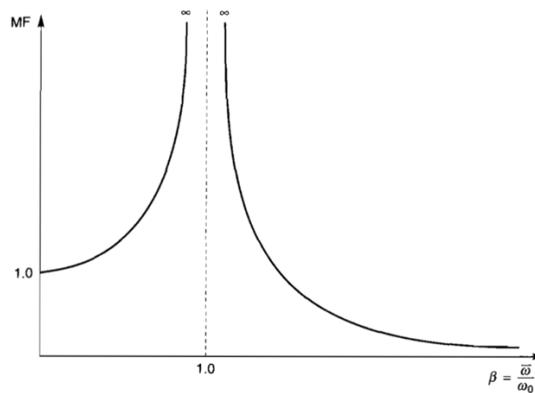
En donde, la solución particular describe la porción de la respuesta causada por la carga externa. Se puede suponer que esta parte de la respuesta tiene la misma forma y está en fase con la carga armónica. Cabe recalcar que, si se considera el caso en el que el sistema está inicialmente en reposo dentro de su posición de equilibrio, es decir (*i. e.*,  $u_0 = \dot{u}_0 = 0$ ).

Para este caso, la respuesta consta de dos componentes. El primer componente ocurre en respuesta a la carga aplicada y ocurre a la frecuencia de la carga aplicada. Mientras que el otro componente posee un efecto de vibración libre inducido por las condiciones iniciales y se produce a la frecuencia natural del sistema. Es útil darse cuenta de que el término ecuación  $Q_0/k$  representa el desplazamiento de la masa que ocurriría si la  $Q_0$  carga se aplicara estáticamente.

El término  $1 / (1 - \beta^2)$  puede considerarse entonces como un factor de aumento que describe la cantidad en que la amplitud del desplazamiento estático es aumentada por la carga armónica. El factor de aumento varía con la relación de sintonización,  $\beta$ . Se debe tener en cuenta que la amplitud de desplazamiento es mayor que el desplazamiento estático para frecuencias de cargas inferiores a  $\sqrt{2}\omega_0$  en donde a las frecuencias de carga más altas, la amplitud de desplazamiento es menor que el desplazamiento estático y puede

llegar a ser muy pequeña a frecuencias altas. Sin embargo, la respuesta de un sistema de un grado de libertad sin amortiguación se vuelve muy grande cuando  $\bar{\omega}$  se aproxima a  $\omega_0$ .

Por otro lado, cuando se aplica una carga armónica a la frecuencia natural de un sistema de un grado de libertad sin amortiguación, indicando que la resonancia del sistema existe (Ver *Figura 2.10*). Entregando como resultado final que la verdadera resonancia nunca se logra realmente. Por el contrario,



*Figura 2.10.* Variación del factor de aumento con relación de sintonización para un sistema de grado de libertad sin amortiguación. (Kramer, 1996)

el concepto de la relación de sintonización que relaciona la frecuencia de carga con la frecuencia natural del sistema es importante, como lo demuestra su fuerte influencia en la respuesta.

#### 2.2.3.3.2. Vibración forzada con amortiguamiento.

El caso más general es el de un sistema de vibración con amortiguamiento sometido a carga armónica forzada. Cada uno de los tres casos anteriores se puede considerar como un subconjunto de éste, debido a que sus ecuaciones de movimiento se pueden obtener estableciendo varios términos de la ecuación de movimiento para las vibraciones forzadas con

amortiguamiento que se muestran a continuación a cero. La ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad con amortiguación sometido a una carga armónica simple de la forma  $Q(t) = Q_0 \sin \bar{\omega} t$  es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = Q_0 \sin \bar{\omega} t$$

Dado que la respuesta de un sistema de un grado de libertad con amortiguación generalmente está desfasada con la carga externa, se puede suponer una solución armónica particular de la forma. La solución general a la ecuación de movimiento para la vibración forzada con amortiguación ahora puede ser obtenido combinando las soluciones complementarias y particulares expresándose de la siguiente forma:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_0 t}(C_1 \sin \omega_d t + C_2 \cos \omega_d t)$$

Se observa que las constantes  $C_1$  y  $C_2$  dependen de las condiciones iniciales. Hay varias características importantes de esta solución. Es necesario tener en cuenta que la solución complementaria que representa los efectos de las condiciones iniciales decae con el tiempo (Ver *Figura 2.11*). Por lo tanto, la solución complementaria describe una respuesta transitoria causada por el requisito de satisfacer las condiciones iniciales. Después de que la respuesta transitoria se extingue, solo queda la respuesta de estado estacionario descrita por la solución particular. La respuesta de estado estacionario ocurre a la frecuencia de la carga armónica aplicada pero está desfasada con la carga.

Además, esta respuesta en estado estacionario se puede visualizar con la ayuda de vectores rotativos, tanto para la respuesta como para las fuerzas inducidas en el sistema. Cabe resaltar que el resorte, el tablero y las fuerzas de inercia actúan de manera opuesta a los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, y que el desplazamiento va por detrás del vector de carga aplicado por la fase negativa.

#### 2.2.3.4. *Respuesta de sistemas de un grado de libertad ante cargas periódicas.*

La carga periódica puede aproximarse mediante una serie de Fourier es decir, como la suma de una serie de cargas armónicas. Por lo que, las soluciones para la respuesta de un sistema de un grado de libertad ante la carga armónica desarrollada en la sección anterior pueden ser utilizadas para desarrollar soluciones para el caso más general de las cargas periódicas.

Por otro lado, la respuesta de un sistema de un grado de libertad ante cargas periódicas, se obtiene a través del principio de superposición, es simplemente la suma de las respuestas a cada término en la serie de carga.

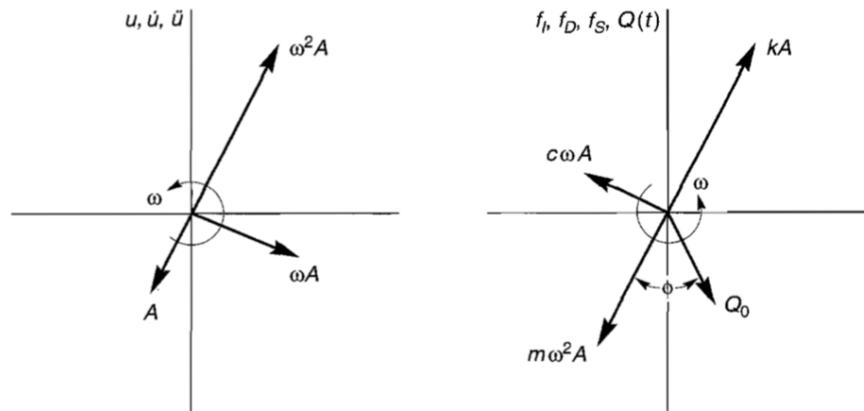


Figura 2.11. Representación vectorial rotativa de la respuesta y las fuerzas en el sistema de un grado de libertad de vibración forzada. (Kramer, 1996)

Y, para los cálculos requeridos se pueden realizar usando notación trigonométrica o exponencial.

#### 2.2.3.4.1 Notación trigonométrica.

Una carga periódica  $Q(t)$ , puede expresarse mediante la serie de Fourier de la siguiente manera:

$$Q(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t$$

Como la respuesta de estado estable al término de carga constante es el desplazamiento estático, ( $u_0 = a_0/k$  la respuesta total en estado estacionario viene dada por la siguiente ecuación:

$$u(t) = u_0 + \sum_{n=1}^{\infty} u_n \sin(t) + u_n \cos(t)$$

#### 2.2.3.4.2 Notación exponencial.

La carga periódica también puede ser descrita por la serie de Fourier en forma exponencial. Usando la ecuación (A. 15), una carga periódica se puede expresar como:

$$Q(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} q_n^* e^{i\omega_n t}$$

La respuesta de un sistema de un grado de libertad cargado por  $n$  armónico se regirá por el ecuación de movimiento. La respuesta del sistema puede estar relacionada con la carga por:

$$u_n(t) = H(\omega_n) q_n^* e^{i\omega_n t}$$

Donde  $H(\omega_n)$  es una función de transferencia es decir, una función que relaciona un parámetro (en este caso, el desplazamiento del oscilador) con otro (la carga externa). Se pueden desarrollar muchas funciones de transferencia diferentes. Por ejemplo, una función de transferencia se puede relacionar con la aceleración del sistema de un grado de libertad con la carga externa. Las ventajas del enfoque de la función de transferencia radican en su simplicidad y en la facilidad con la que permite el cálculo de la respuesta a patrones de carga complicados.

De esta manera, la función de transferencia puede verse como un filtro que actúa sobre alguna señal de entrada para producir una señal de salida. En el caso que se acaba de considerar, la señal de entrada era el historial de tiempo de carga,  $Q(t)$ , y la salida era el desplazamiento,  $u(t)$ . Si la señal de entrada tiene espectros de amplitud y fase de Fourier,  $F_i(\omega_n)$  y  $\phi_i(\omega_n)$ , los espectros de amplitud de Fourier de la señal de salida estarán dados por:

$$F_o(\omega_n) = H(\omega_n)F_i(\omega_n) \text{ y } \phi_o(\omega_n) = H(\omega_n) \phi_i(\omega_n)$$

Por lo tanto, el procedimiento para el análisis de Fourier de la respuesta del sistema de un grado de libertad se puede resumir en el siguientes pasos: Primero, obtener la serie de Fourier para la carga aplicada o movimiento base. Al hacerlo, se expresa como una función de frecuencia en lugar de una función de tiempo.

En segunda instancia, se procede a multiplicar los coeficientes de la serie de Fourier por el valor apropiado de la función de transferencia en cada frecuencia,  $(\omega_n)$ . Esto producirá la serie de Fourier del movimiento de salida. Finalmente, expresar el movimiento de salida en el dominio del tiempo obteniendo la transformación inversa de Fourier del movimiento de salida. Es precisamente este enfoque el que constituye la columna vertebral de varios de

los métodos más utilizados para el análisis de la respuesta al suelo y la interacción entre la estructura del suelo.

### 2.2.3.5. *Respuesta de sistemas de un grado de libertad ante cargas generales.*

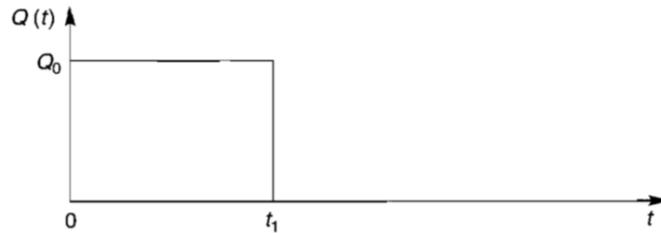


Figura 2.12. Línea de tiempo para cargas generales. (Kramer, 1996)

No todas las cargas son armónicas o incluso periódicas. Para determinar la respuesta de los sistemas de un grado de libertad a las condiciones generales de carga, se requiere una solución más general de la ecuación de movimiento.

Considere un sistema de un grado de libertad con amortiguación sujeto ante una carga de intensidad general,  $Q_0$ , que se aplica instantáneamente en  $t = 0$  y se elimina instantáneamente en  $t = t_1$ . Se puede concluir que, la solución complementaria a la ecuación de movimiento para este sistema es:

$$m\ddot{u}_p + c\dot{u}_p + ku_p = Q_0$$

De manera que, la carga aplicada no varía con el tiempo y la respuesta en estado general será constante. Es importante señalar que la ecuación de movimiento para el estado estacionario condición es dada por desplazamiento como se muestra en la *Figura 2.12*.

Se puede describir un tipo particular de carga generales utilizando una función delta de Dirac. Una función delta de Dirac es aquella cuyo valor es

cero en todos los valores de  $x$  excepto uno en el que va al infinito de tal manera que el área debajo de la función es la unidad. Matemáticamente, la función delta de Dirac satisface las condiciones:

$$\delta(x) = \begin{cases} 0 & \text{for } x \neq a \\ \infty & \text{for } x = a \end{cases}$$

Definir un pulso de Dirac como una fuerza constante  $Q_0$  aplicada durante una duración  $t_1$  que se aproxima a cero. A partir de los principios de impulso,  $Q_0 t_1 = m \dot{u}_0$  y cuando  $t_1$  se acerca a cero, el efecto del pulso de Dirac es causar una velocidad inicial  $\dot{u}_0 = Q_0 t_1 / m$  sin desplazamiento inicial. Por lo tanto, la respuesta de estado estacionario ocurre solo durante un período de tiempo infinitesimal, y el sistema se pone inmediatamente en vibración libre.

Una función de carga general puede considerarse como un tren de pulsos de carga, cada uno de duración infinitesimal. Se observa que uno de estos pulsos, el pulso de duración  $dt$  ocurre en  $t$ . Esta ecuación que describe la respuesta de un sistema lineal se conoce como *integral* de Duhamel. Como se ilustra en la *Figura 2.13*.

Por lo general, es muy difícil de resolver analíticamente, pero puede integrarse numéricamente mediante una variedad de procedimientos. Su uso, sin embargo, está restringido a sistemas lineales.

#### 2.2.4. Amortiguamiento.

La energía se disipa en suelos y estructuras por varios mecanismos, que incluyen fricción, generación de calor y producción de plástico. Sin embargo, en suelos y estructuras específicos, los mecanismos operativos no se entienden lo suficiente como para permitir su modelación explícita. Como

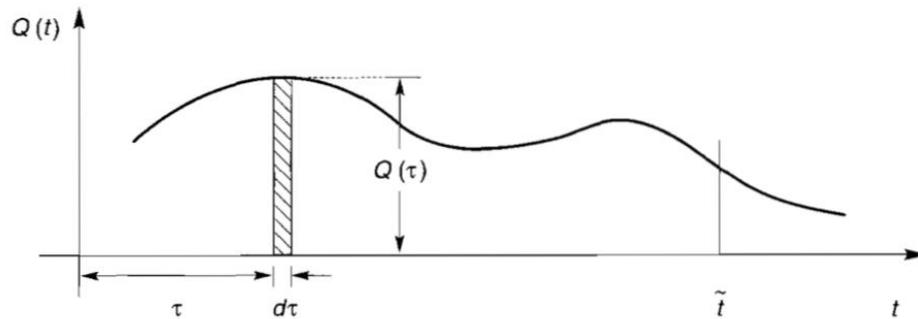


Figura 2.13. Pulso de duración  $d\tau$  ocurre en  $t$ . (Kramer, 1996)

resultado, los efectos de los diversos mecanismos de pérdida de energía generalmente se agrupan y se representan mediante algún mecanismo de amortiguación conveniente.

##### 2.2.4.1 Amortiguamiento viscoso.

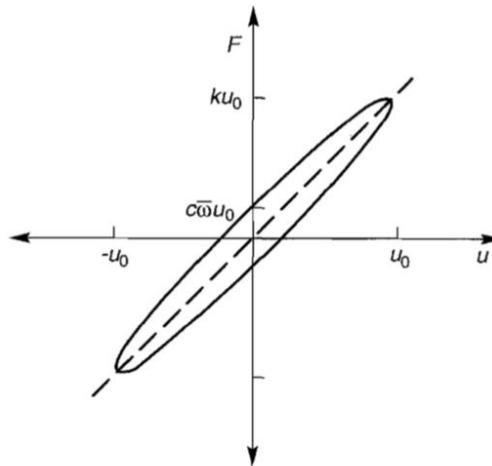
El mecanismo más utilizado para representar la disipación de energía es la humedad viscosa. Cuando un sistema de un grado de libertad correspondiente al amortiguamiento viscoso como el que se muestra en la está sujeto a un desplazamiento armónico. La fuerza neta ejercida sobre la masa por el resorte y el tablero es representada por la siguiente ecuación:

$$F(t) = ku + c\dot{u} = ku_0 \sin \bar{\omega} t + c\bar{\omega}u_0 \cos \bar{\omega} t$$

La evaluación de estas funciones  $t_0$  a  $t_0 + 2\pi/\bar{\omega}$  produce los valores de desplazamiento de fuerza para un ciclo de un ciclo de histéresis. Cuando el coeficiente de amortiguamiento viscoso es cero, la fuerza y el desplazamiento

están en fase y proporcionales entre sí, lo que implica una relación elástica lineal tensión-deformación. Sin embargo, para la amortiguación distinta de cero, el ciclo de histéresis es elíptico como se ilustra en la *Figura 2.14* a continuación:

Es pertinente notar que cuando el desplazamiento es cero, la fuerza del resorte es cero y la fuerza neta proviene completamente del tablero. De manera similar, cuando la velocidad es cero  $\bar{\omega}t = \frac{\pi}{2} + n\pi$ , la fuerza del tablero se desvanece y la fuerza neta consiste completamente en la fuerza del resorte.



*Figura 2.14.* Comportamiento de deformación implicado por la amortiguación viscosa. El ciclo de histéresis es elíptico. (Kramer, 1996)

La relación de aspecto del bucle de histéresis disminuye al aumentar la amortiguación; el bucle se convierte en un círculo cuando  $c = k/\bar{\omega}$ .

Obviamente, la forma del circuito de histéresis depende del coeficiente de amortiguamiento viscoso y, por lo tanto, de la relación de amortiguamiento.

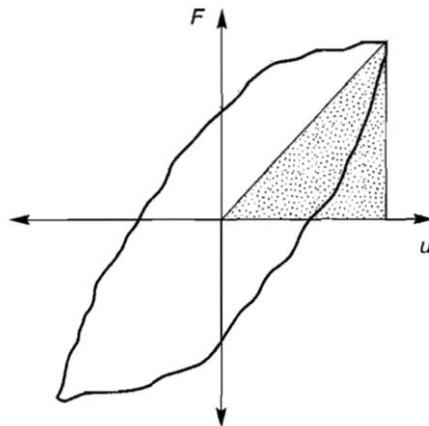
En ese caso, se puede determinar una la relación de amortiguamiento a partir de un ciclo de histéresis conocido. En donde la energía disipada en un

ciclo de oscilación viene dada por el área dentro del circuito de histéresis y puede obtenerse de:

$$W_D = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\bar{\omega}} F \frac{du}{dt} dt = \pi c \bar{\omega} u_0^2$$

En el desplazamiento máximo, la velocidad es cero y la energía de deformación almacenada en el sistema está dada por el valor de  $W_S = \frac{1}{2} k u_0^2$ . Entonces, la relación de amortiguamiento se toma como la relación del área del bucle de histéresis al área del triángulo sombreado, todo dividido por  $4\pi$ . Esta evaluación gráfica de la relación de amortiguamiento se usa comúnmente en la interpretación de muchas de las pruebas de laboratorio (Ver *Figura 2.15*).

Las características de amortiguación de un sistema lineal también se pueden evaluar a partir de sus características de respuesta de frecuencia. Al establecer la expresión del factor de aumento igual a  $M_{max}/\sqrt{2}$ , las relaciones de ajuste de media potencia se pueden aproximar como:



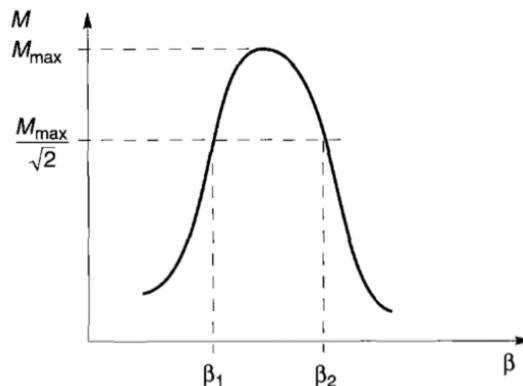
*Figura 2.15.* Evaluación gráfica de la relación de amortiguamiento del bucle de histéresis medido. La relación de amortiguamiento es proporcional a la relación del área sombreada al área del circuito de histéresis. (Kramer, 1996)

$$\beta_1 = 1 - \xi - \xi^2$$

$$\beta_2 = 1 + \xi - \xi^2$$

Por lo tanto, la relación de amortiguamiento viene dada por la mitad de la diferencia entre las relaciones de sintonización de media potencia o, cuando la respuesta se expresa en términos de frecuencia ilustrado en la *Figura 2.16*, donde  $\omega_1 = \beta_1\omega_0$  y  $\omega_2 = \beta_2\omega_0$ , de manera que, la relación de amortiguamiento de un sistema se puede medir excitando el sistema a diferentes frecuencias y determinar la amplitud del factor de aumento en cada frecuencia.

Además de la relación de amortiguamiento,  $\xi$ , se han utilizado otros parámetros para describir las características de disipación de energía. Los sismólogos, por ejemplo, a menudo trabajan con el factor de calidad  $Q = \frac{1}{2\xi}$



*Figura 2.16.* Relaciones de sintonización de media potencia para evaluar la relación de amortiguamiento de la curva de aumento. (Kramer, 1996)

mientras que en el análisis de vibraciones, el factor pérdida es  $\eta = 2\xi$  y la capacidad específica de amortiguamiento es  $\psi = 2\pi\xi$  es utilizada a menudo.

Es importante recordar que la relación de amortiguamiento y cualquiera de estos otros parámetros, son simplemente parámetros utilizados para

describir los efectos de fenómenos que a menudo no se conocen bien. Con ellos se permite reconocer que los efectos de la disipación de energía se representen de una manera matemáticamente conveniente.

Sin embargo, para la mayoría de los suelos y estructuras, la energía se disipa históricamente (es decir, al ceder o forzar el material con plástico). En tales casos, el comportamiento se caracteriza con mayor precisión al evaluar la respuesta no lineal del sistema.

### **2.2.5. Espectro de respuesta.**

Para un diseño resistente a los terremotos, es posible que no se requiera el historial completo de respuesta. Por el contrario, el diseño resistente a los terremotos puede basarse en el valor máximo absoluto de la respuesta de una estructura a un movimiento base particular. Obviamente, la respuesta dependerá de las características de masa, rigidez y amortiguación de la estructura y de las características del movimiento base.

El espectro de respuesta describe la respuesta máxima de un sistema de un solo grado de libertad a un movimiento de entrada particular en función de la frecuencia natural o período natural y la relación de amortiguamiento del sistema de un grado de libertad. La respuesta puede expresarse en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento. Los valores máximos de cada uno de estos parámetros dependen solo de la frecuencia natural y la relación de amortiguamiento del sistema de un grado de libertad para un movimiento de entrada particular.

Los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento se denominan aceleración espectral  $S_a$ , velocidad espectral  $S_v$ , y desplazamiento espectral  $S_d$ , respectivamente. Y éstos hacen referencia a que un sistema de un grado de libertad de período natural cero es decir, frecuencia natural infinita

sería rígido, y su aceleración espectral sería igual a la aceleración máxima del terreno.

La aplicación de la integral Duhamel a un sistema de un grado de libertad elástico lineal produce expresiones para los historiales de aceleración, velocidad y tiempo de desplazamiento que son proporcionales (por un factor de  $\bar{\omega}$ ), excepto por un cambio de fase. Debido a que el cambio de fase no influye significativamente en los valores máximos de respuesta, la aceleración espectral, la velocidad y el desplazamiento se pueden relacionar aproximadamente entre sí mediante las siguientes expresiones simples:

$$S_d = |u|_{max}$$

$$S_v = |\dot{u}|_{max} \approx \omega_0 S_d = PSV$$

$$S_a = |\ddot{u}|_{max} \approx \omega_0^2 S_d = \omega_0 \cdot PSV = PSA$$

En donde  $u$  y  $\omega_0$  son el desplazamiento y la frecuencia natural del sistema de un grado de libertad, PSV es la velocidad pseudoespectral y PSA es la aceleración pseudoespectral. Aunque el PSV y el PSA no son los verdaderos valores máximos de velocidad y aceleración, generalmente están muy cerca de los máximos para los movimientos de tierra fuertes registrados. Mientras que en la práctica, se supone generalmente que los valores pseudoespectrales son iguales a los valores espectrales.

#### **2.2.5.1. Análisis de espectro de respuesta.**

El método de superposición de modo produce el historial de tiempo completo de la respuesta de la estructura. Sin embargo, para fines de diseño, es posible que no se necesite toda la historia; Los valores máximos de respuesta pueden ser suficientes. Debido a que cada modo de vibración puede tratarse como un sistema de un grado de libertad independiente, los valores máximos de respuesta modal se pueden obtener del espectro de respuesta.

Los máximos modales se pueden combinar para estimar la respuesta total máxima.

### **2.2.5.2. Cálculo de la respuesta modal máxima.**

$S_{dn}$ ,  $S_{vn}$  y  $S_{an}$  denotan el desplazamiento espectral la velocidad y la aceleración asociados con el  $n$ -ésimo modo de vibración, respectivamente (estos valores se obtendrán del espectro de respuesta en un período,  $T_n = 2\pi/\omega_n$ ). Entonces el desplazamiento modal máximo viene dado por la siguiente fórmula:

$$(y_n)_{max} = \frac{L_n}{M_n} S_{dn} = \frac{L_n T_n^2}{4\pi^2 M_n} S_{an}$$

Los valores máximos de las fuerzas internas se pueden calcular mediante análisis estático de la estructura sometida a las fuerzas laterales equivalentes máximas.

### **2.2.5.3. Combinación de respuesta modal máxima.**

El método de superposición de modo muestra como los historiales de tiempo de respuesta modal se pueden combinar mediante superposición simple para obtener el historial de tiempo total de respuesta. Sin embargo, la combinación de los máximos de respuesta modal para obtener la respuesta total máxima no es tan sencilla.

El valor exacto de la respuesta total máxima no se puede obtener directamente de los máximos modales porque los máximos modales ocurren en diferentes momentos. La superposición directa de los máximos modales, lo que implica que los máximos se producen simultáneamente, produce un límite superior a la respuesta total máxima; para cualquier parámetro de respuesta  $r(t)$  en donde:

$$r_{max} \leq \sum_{n=1}^N (r_n)_{max}$$

El procedimiento raíz-suma-cuadrado proporciona una buena estimación de la respuesta total máxima cuando los períodos naturales están bien separados por un factor de aproximadamente 1.5 o más para una amortiguación del 5%. Los procedimientos que explican la correlación entre modos están disponibles para casos de modos muy separados.

El método de superposición de modos y los procedimientos de análisis del espectro de respuesta se basan en la representación de un sistema múltiples grados de libertad por un conjunto de sistemas de un grado de libertad. Las características del conjunto de sistemas de un grado de libertad son tales que las correspondientes a las frecuencias naturales más bajas contribuyen más a la respuesta total que las correspondientes a las frecuencias naturales más altas.

Para hallar la respuesta de un sistema múltiples grados de libertad se puede calcular con una precisión razonable considerando solo los modos más bajos que contribuyen significativamente a la respuesta total de la estructura. Para algunas estructuras, solo es necesario considerar un pequeño número de modos. Todos los análisis descritos en esta sección se aplican a estructuras lineales.

#### **2.2.6. Respuesta de sistemas no lineales de un grado de libertad ante cargas generales.**

La integración numérica de la integral Duhamel es muy útil para calcular la respuesta de los sistemas lineales a la carga general. Sin embargo, muchos sistemas para los que se debe calcular la respuesta sísmica exhiben un comportamiento no lineal. En tales sistemas, la masa suele ser constante, pero

el coeficiente de amortiguamiento y / o la rigidez pueden variar con el tiempo, la desviación o la velocidad.

Por lo tanto, es pertinente desarrollar métodos para el análisis de la respuesta de los sistemas no lineales, reconociendo que serán apropiados también para sistemas lineales cuando los valores de amortiguación y rigidez se mantengan constantes. El enfoque más común para el análisis no lineal es la integración directa de ecuaciones incrementales de movimiento que gobiernan la respuesta del sistema en pequeños incrementos de tiempo.

La respuesta se calcula para cada incremento de tiempo después de ajustar la rigidez y la amortiguación al comienzo del incremento. Al usar las condiciones al final de un incremento de tiempo como las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo, el sistema no lineal se aproxima como un sistema lineal que cambia gradualmente.

#### **2.2.6.1. Ecuación incremental de movimiento.**

El sistema de un grado de libertad que tiene un resorte y un tablero no lineales (es decir, la fuerza del resorte no es proporcional al desplazamiento y la fuerza del tablero no es proporcional a la velocidad). El equilibrio dinámico en el tiempo requiere que ser analizada de la siguiente manera:

$$f_l(\tau + \Delta\tau) + f_D(\tau + \Delta\tau) + f_s(\tau + \Delta\tau) = Q(\tau + \Delta\tau)$$

Al integrar esta ecuación incremental de movimiento en una serie de pasos de tiempo, se puede obtener la respuesta del sistema no lineal. Cabe señalar que, este enfoque se puede utilizar para calcular la respuesta de materiales elásticos lineales, elásticos no lineales o inelásticos no lineales con los comportamientos de tensión-deformación y es particularmente importante porque permite la representación de la amortiguación histérica mostrada por suelos cargados cíclicamente, ilustrada a continuación en la *Figura 2.17*.

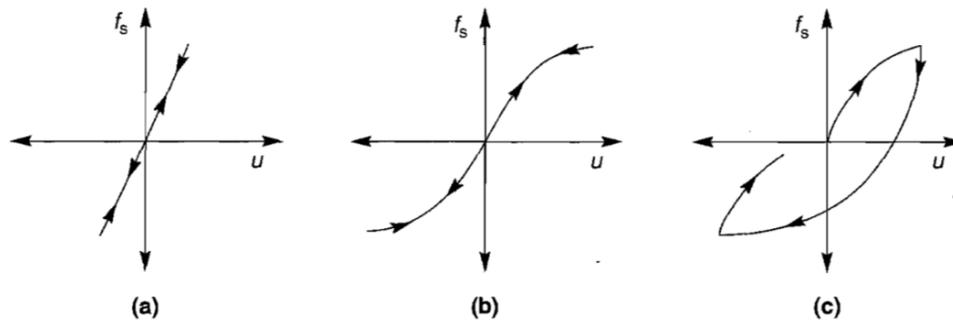


Figura 2.17. Comportamiento tensión-deformación de (a) elástico lineal, (b) elástico no lineal y (c) materiales inelásticos no lineales en condiciones de carga cíclica.. (Kramer, 1996)

### 2.2.6.2. Integración numérica

Existen diversas formas de integrar numéricamente la ecuación incremental de movimiento. Uno de los más simples y fáciles de codificar es el método de aceleración lineal. Se basa en el supuesto de que la aceleración varía linealmente dentro de cada incremento de tiempo. Si la aceleración en el incremento de tiempo varía linealmente, la velocidad y el desplazamiento variarán cuádruple y cúbicamente, respectivamente. Por lo tanto, las expresiones para la velocidad y el desplazamiento incrementales pueden escribirse en términos de aceleración incremental, es decir:

$$\Delta \dot{u}(\tau) \Delta \tau + \Delta \ddot{u}(\tau) \frac{\Delta t}{2}$$

Si se reordena la ecuación, se obtiene que la aceleración incremental y la velocidad se pueden expresar en términos del desplazamiento incremental. Con el desplazamiento, la velocidad y la aceleración en el tiempo  $\tau$  se puede calcular el desplazamiento incremental durante el incremento de tiempo sucesivo  $\Delta \tau$  en función de la carga y la rigidez y la amortiguación durante ese incremento de tiempo. A partir de este desplazamiento incremental, se pueden determinar la velocidad y la aceleración incremental, y a partir de ellas el

desplazamiento, la velocidad y la aceleración al final del incremento de tiempo. Las condiciones al final del incremento de tiempo se toman como las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo y se utilizan para calcular los valores de rigidez y amortiguación apropiados para el siguiente incremento de tiempo.

Para evitar la acumulación de errores resultantes de los supuestos del método de aceleración lineal, la aceleración al comienzo de cada paso de tiempo debe calcularse restando las fuerzas de amortiguación y resorte de la carga externa total y dividiendo el resultado por la masa. Esto asegurará que se satisfaga el equilibrio total en cada paso del análisis.

Para la estabilidad numérica, es necesario que los pasos de tiempo sean relativamente pequeños, típicamente menos del 55% del período natural no amortiguado del sistema. Estos pasos de tiempo pueden conducir a un esfuerzo computacional considerable, particularmente cuando tales métodos de integración directa se aplican a sistemas de múltiples grados de libertad.

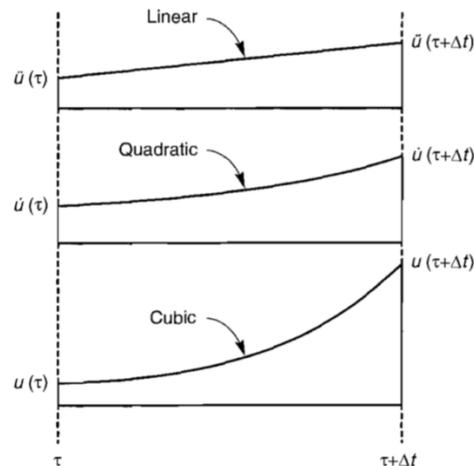


Figura 2.18. Variación de aceleración, velocidad y desplazamiento a lo largo del incremento de tiempo. (Kramer, 1996)

Sin embargo, existen otras técnicas de integración numérica; Berg (1989) describe la aplicación de varios problemas de dinámica estructural (Ver Figura 2.18).

### 2.2.7. Desarrollo del espectro de demanda inelástica en sistemas de un grado de libertad ante eventos sísmicos

La demanda inelástica causada por las cargas sísmicas se encuentra principalmente determinada por el período natural del suelo, el coeficiente de desplazamiento de ductilidad, las características histeréticas de las estructuras y otras condiciones del suelo. De acuerdo con Lee & Hwang (2004), existen cinco modelos histeréticos ilustrados en la Figura 2.19, utilizados para determinar la demanda inelástica de sistemas de un grado de libertad ante eventos sísmicos, que son: el elástico perfectamente plástico, el bilineal, el de deterioración de fuerzas, el de degradación de rigidez y el de agarre.

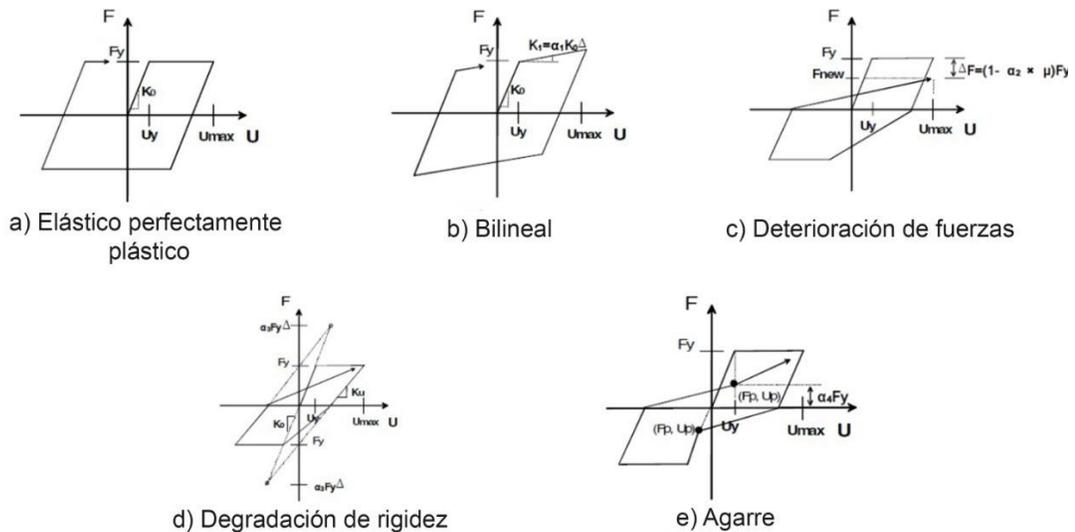


Figura 2.19. Modelos histeréticos utilizados en la estimación de parámetros de la demanda inelástica (Lee & Hwang, 2004).

### **2.2.8. Sistemas de múltiples grados de libertad**

Para la mayoría de los sistemas físicos, el movimiento de las masas significativas no puede describirse mediante una sola variable; dichos sistemas deben tratarse como sistemas de múltiples grados de libertad. Con la excepción de solo los casos más simples, los tipos de edificios, puentes y otras estructuras que son de interés en la ingeniería sísmica tienen múltiples grados de libertad. Algunas estructuras pueden idealizarse con solo unos pocos grados de libertad; otros pueden requerir cientos o incluso miles.

En muchos aspectos, la respuesta de los sistemas de múltiples grados de libertad es similar a la respuesta de los sistemas de un grado de libertad, y los procedimientos de análisis son análogos a los descritos anteriormente para los sistemas. Aunque los grados adicionales de libertad complican el álgebra, los procedimientos son conceptualmente bastante similares.

De hecho, un enfoque muy útil para la respuesta de los sistemas múltiples grados de libertad lineales permite que su respuesta se calcule como la suma de las respuestas de una serie de sistemas de un grado de libertad.

### **2.2.9. Análisis de respuesta de sitio**

Los análisis de respuesta de sitio se utilizan para predecir los movimientos de la superficie del terreno para el desarrollo de espectros de respuesta de diseño, para evaluar las tensiones dinámicas y las deformaciones para la evaluación de los riesgos de licuefacción, y para determinar las fuerzas inducidas por el terremoto que pueden conducir a la inestabilidad de la tierra y las estructuras de retención de la tierra.

En condiciones ideales, un análisis completo de la respuesta del terreno modelaría el mecanismo de ruptura en la fuente de un terremoto, la propagación de ondas de tensión a través de la tierra hasta la parte superior

del lecho de roca debajo de un sitio en particular, y luego determinaría cómo se ve influido el movimiento de la superficie del terreno por los suelos que se encuentran sobre la roca madre. En realidad, el mecanismo de ruptura de fallas es tan complicado y la naturaleza de la transmisión de energía entre la fuente y el sitio es tan incierta que este enfoque no es práctico para aplicaciones de ingeniería comunes.

En la práctica, los métodos empíricos basados en las características de los terremotos registrados se usan para desarrollar relaciones predictivas. Estas relaciones predictivas a menudo se usan junto con un análisis de riesgo sísmico para predecir las características del movimiento del lecho de roca en el sitio.

El problema del análisis de la respuesta de sitio es determinar la respuesta del depósito del sitio al movimiento del lecho de roca inmediatamente debajo de él. A pesar de que las ondas sísmicas pueden viajar a través de decenas de kilómetros de roca y, a menudo, menos de 100 m de suelo, el suelo juega un papel muy importante para determinar las características del movimiento de la superficie del suelo.

La influencia de las condiciones locales del suelo sobre la naturaleza del daño por terremoto ha sido reconocida por muchos años. Desde la década de 1920, los sismólogos y los ingenieros geotécnicos de terremotos han trabajado en el desarrollo de métodos cuantitativos para predecir la influencia de las condiciones locales del suelo en el fuerte movimiento del suelo.

Con los años, se han desarrollado una serie de técnicas para el análisis de la respuesta en tierra. Las técnicas a menudo se agrupan de acuerdo con la dimensionalidad de los problemas que pueden abordar, aunque muchas de las técnicas bidimensionales y tridimensionales son extensiones relativamente sencillas de las técnicas unidimensionales correspondientes.

### ***2.2.9.1. Análisis de respuesta de sitio unidimensional.***

Cuando se rompe una falla debajo de la superficie terrestre, las ondas corporales se alejan de la fuente en todas las direcciones. A medida que alcanzan límites entre diferentes materiales geológicos, se reflejan y refractan. Dado que las velocidades de propagación de las olas de los materiales menos profundos son generalmente más bajas que los materiales debajo de ellos, los rayos inclinados que golpean los límites de las capas horizontales generalmente se reflejan en una dirección más vertical. Para cuando los rayos alcanzan la superficie del suelo, las refracciones múltiples a menudo los han doblado en una dirección casi vertical.

Los análisis de respuesta de sitio unidimensional se basan en el supuesto de que todos los límites son horizontales y que la respuesta de un depósito de suelo es causada predominantemente por ondas SH que se propagan verticalmente desde el lecho de roca subyacente. Para el análisis unidimensional de la respuesta del sitio, se supone que la superficie del suelo y la roca madre se extienden infinitamente en la dirección horizontal. Se ha demostrado que los procedimientos basados en esta suposición predicen la respuesta del sitio que está en acuerdo razonable con la respuesta medida en muchos casos.

Previo a la descripción de cualquiera de los modelos de respuesta de sitio, es necesario definir varios términos que se usan comúnmente para describir movimientos de tierra. Primero, el movimiento en la superficie de un depósito de tierra es el movimiento de la superficie libre mientras que el movimiento en la base del depósito del suelo también en la parte superior de la roca madre) se llama movimiento de la roca madre. Por otro lado, el movimiento en un lugar donde el lecho de roca está expuesto en la superficie del suelo se llama movimiento de afloramiento de roca. Finalmente, si el depósito de tierra no estuviera presente el movimiento en la parte superior de

la roca madre sería el movimiento de afloramiento de la roca madre (Ver Figura 2.20).

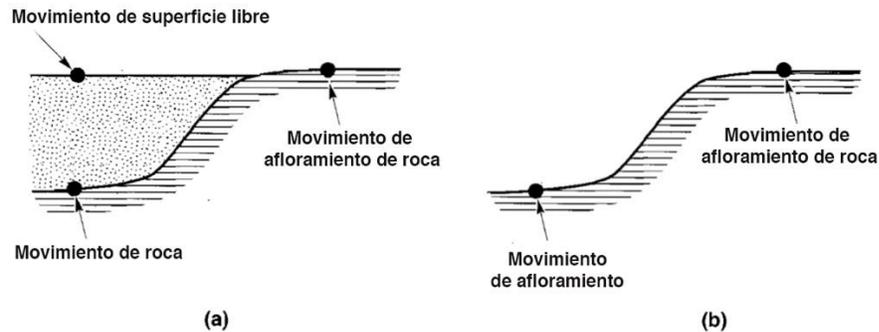


Figura 2.20. Nomenclatura de respuesta al suelo: (a), suelo sobre roca madre (b), sin suelo sobre roca madre. La escala vertical es exagerada. (Kramer, 1996)

### 2.2.9.2. Evaluación de funciones de transferencia.

Una clave importante de técnicas para el análisis de respuesta en sitio también se basa en el uso de funciones de transferencia. Para el problema de la respuesta en sitio, las funciones de transferencia se pueden usar para expresar varios parámetros de respuesta, como el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, el esfuerzo cortante y la deformación cortante, a un parámetro de movimiento de entrada como la aceleración de la roca madre. Basándose en el principio de superposición, este enfoque se limita al análisis de sistemas lineales. Sin embargo, el comportamiento no lineal se puede aproximar utilizando un procedimiento iterativo con propiedades de suelo lineales equivalentes.

El cálculo de la función de transferencia involucra la manipulación de números complejos, el enfoque en sí es bastante simple. Un historial de tiempo conocido del movimiento del lecho rocoso se representa como una serie de Fourier, generalmente utilizando el FFT. Cada término en la Serie de Fourier

del movimiento de la roca madre (entrada) se multiplica por la función de transferencia para producir la serie Fourier del movimiento de la superficie del suelo (salida).

El movimiento de la superficie del suelo (salida) se puede expresar en el dominio del tiempo utilizando la FFT inversa. Por lo tanto, la función de transferencia determina cómo cada frecuencia en el movimiento de la roca madre (entrada) se amplifica, o se simplifica, por el depósito del suelo.

La clave del enfoque lineal es la evaluación de las funciones de transferencia. Estas funciones se derivan para una serie de condiciones geotécnicas sucesivamente más complicadas. Aunque el más simple de estos puede aplicarse con poca frecuencia a problemas reales e ilustran algunos de los efectos importantes de los depósitos del suelo en las características del movimiento del suelo sin una complejidad matemática indebida. Los más complejos son capaces de describir los aspectos importantes de la respuesta de sitio y se usan muy comúnmente en la práctica de ingeniería geotécnica de terremotos.

#### *2.2.9.2.1. Suelo uniforme no amortiguado en roca rígida.*

El movimiento armónico horizontal del lecho de roca producirá ondas de corte que se propagan verticalmente en el suelo suprayacente. El desplazamiento horizontal resultante se puede expresar con la siguiente ecuación:

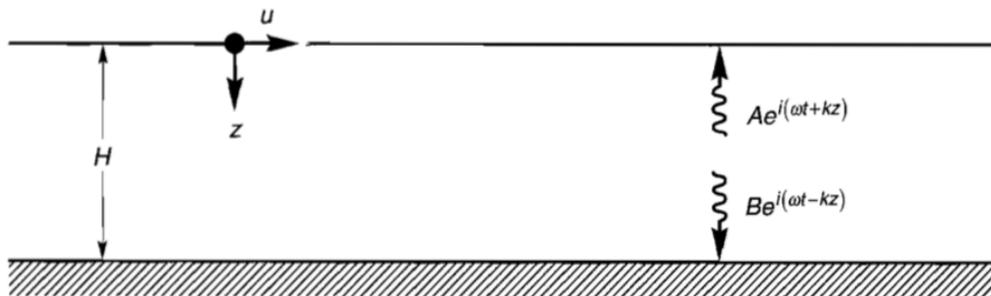
$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)}$$

donde  $\omega$  es la frecuencia circular de la sacudida del sitio,  $k$  el número de onda ( $= \omega/v_s$ ) mientras que  $A$  y  $B$  las amplitudes de las ondas que viajan en las direcciones  $+z$  (hacia arriba) y  $-z$  (hacia abajo), respectivamente. En la

superficie libre ( $z = 0$ ), la tensión de corte y, en consecuencia, la tensión de corte, deben desaparecer; es decir, se la puede expresar así:

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0$$

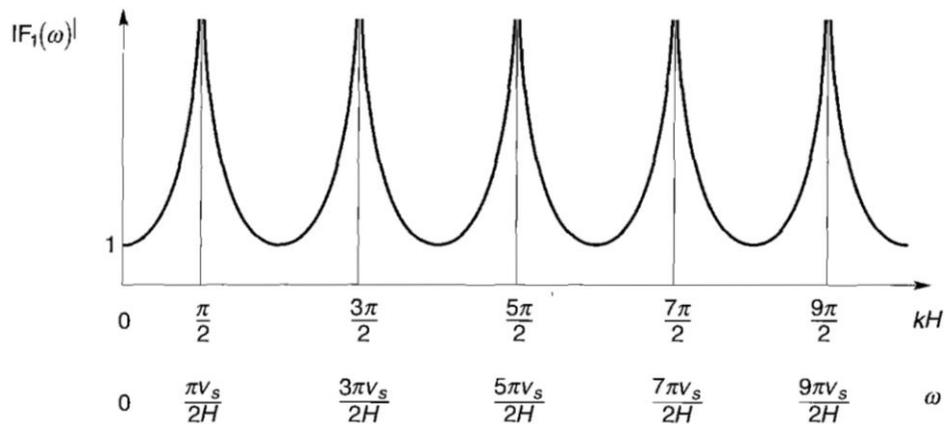
que describe una onda estacionaria de amplitud  $2A \cos kz$ . La onda estacionaria es producida por la interferencia constructiva de las ondas que viajan hacia arriba y hacia abajo y tiene una forma fija con respecto a la profundidad. Esta ecuación se puede usar para definir una función de transferencia que describa la relación de amplitudes de desplazamiento en cualquiera de los dos puntos de la capa del suelo. La elección de estos dos puntos como la parte superior e inferior de la capa de suelo proporciona la función de transferencia tal como se muestra en la *Figura 2.21*.



*Figura 2.21.* Depósito de suelo elástico lineal de espesor H subyacente por roca madre rígida. (Kramer, 1996)

El módulo de la función de transferencia es la función de amplificación lo que indica que el desplazamiento de la superficie siempre es al menos tan grande como el desplazamiento del lecho de roca ya que el denominador nunca puede ser mayor que 1 mientras que para otras frecuencias es mucho más grande.

Por lo tanto,  $|F_1(\omega)|$  es la relación entre la amplitud del movimiento de la superficie libre y la amplitud del movimiento del lecho de roca dado que el lecho de roca es rígido. Cuando  $\omega H/v_s$  se acerca a  $\frac{\pi}{2} + n\pi$  el denominador de la ecuación se aproxima a cero, lo que implica que ocurrirá una amplificación infinita o resonancia. Este modelo de función de transferencia ilustrado en la *Figura 2.22* en donde la respuesta de un depósito de suelo depende en gran medida de la frecuencia del movimiento base, y que las frecuencias a las que se produce una amplificación fuerte dependen de la geometría o espesor y las propiedades dependen del material o velocidad de ondas que exista en la capa del suelo.



*Figura 2.22.* Influencia de la frecuencia en la respuesta de estado estable de la capa elástica lineal no amortiguada. (Kramer, 1996)

#### 2.2.9.2.2. Suelo uniforme amortiguado en roca rígida.

El tipo de amplificación ilimitada por el análisis anterior no puede ocurrir físicamente. Las características del suelo uniforme no amortiguado en roca rígida suponía que no había disipación de energía en el suelo. Sin embargo,

la amortiguación está presente en todos los materiales y se pueden obtener resultados más realistas repitiendo el análisis con amortiguación.

Suponiendo que, el suelo tiene las características de corte de un sólido Kelvin Voigt o también llamado material de Voigt el cual tiene propiedades de elasticidad y viscosidad. Por lo tanto, la ecuación de onda se puede escribir de la siguiente manera:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t}$$

Cuya solución a esta ecuación de onda se expresa de la siguiente manera  $u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)}$  donde  $k^*$  es un número de onda complejo con parte real  $k_1$  y parte imaginaria  $k_2$ , de manera que las manipulaciones algebraicas anteriores con el número de onda complejo y la función de transferencia para el caso de suelo amortiguado sobre roca rígida se puede expresar como:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H / v^* s)}$$

Para relaciones de amortiguamiento pequeñas, la ecuación indica que la amplificación por una capa de suelo amortiguada también varía con la frecuencia. Mientras que la amplificación alcance un máximo local siempre que  $kH \approx \frac{\pi}{2} + n\pi$  pero nunca alcanzará un valor de infinito ya que (para  $\xi > 0$ ) el denominador siempre será mayor que cero.

En ese caso, las frecuencias que corresponden a la máxima local son las frecuencias naturales del depósito del suelo. La variación del factor de amplificación con la frecuencia para diferentes niveles de amortiguamiento se muestra a continuación. Este factor de amplificación también es igual a la relación entre la amplitud de movimiento de la superficie libre y la amplitud de movimiento de la roca madre o afloramiento de la roca madre (Ver *Figura*

2.23). Por lo tanto, se concluye que la amortiguación afecta la respuesta a frecuencias altas más que a frecuencias más bajas.

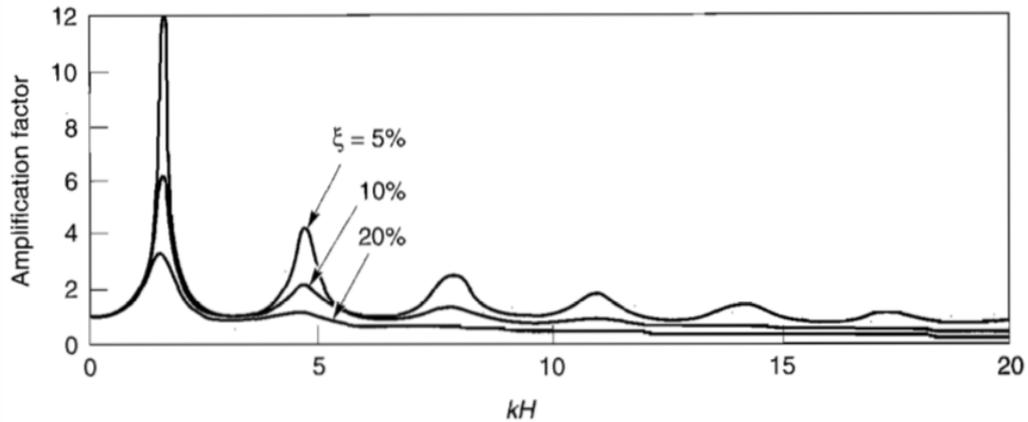


Figura 2.23. Influencia de la frecuencia en la respuesta de estado estable de la capa elástica lineal amortiguada. (Kramer, 1996)

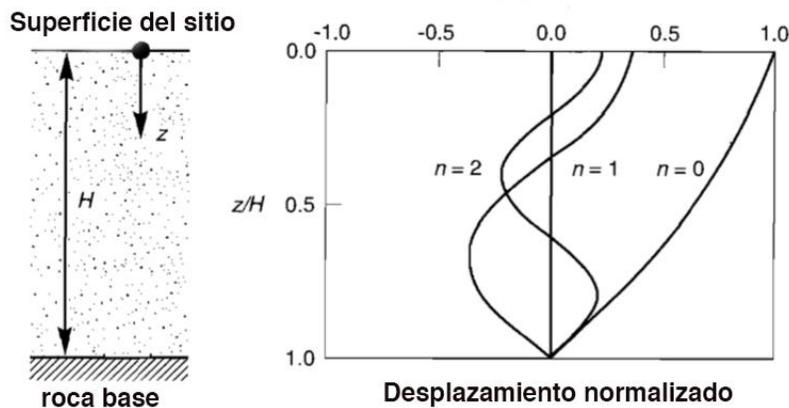
Dado que el factor de amplificación máximo disminuye al aumentar la frecuencia natural, el mayor factor de amplificación se producirá aproximadamente a la frecuencia natural más baja, también conocida como la frecuencia fundamental. El período de vibración correspondiente a la frecuencia fundamental se llama Período característico del sitio.

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s}$$

El período característico del sitio, que depende solo del grosor y la velocidad de la onda de corte del suelo, proporciona una indicación muy útil del período de vibración en el que se puede esperar la amplificación más significativa.

En cada frecuencia natural, se desarrolla una onda estacionaria en el suelo. Las formas deformadas normalizadas, o formas de modo, para las tres primeras frecuencias naturales. Es necesario tener en cuenta que los desplazamientos del suelo están en fase a todas las profundidades en el modo

fundamental, pero no en los modos más altos. Por otro lado, las frecuencias superiores a la frecuencia fundamental, parte del depósito del suelo puede moverse en una dirección mientras que otra parte se mueve en la dirección opuesta ilustrado en la *Figura 2.24*. Este fenómeno debe considerarse en la evaluación de las fuerzas de inercia en las masas de suelo requeridas para los análisis de estabilidad sísmica.



*Figura 2.24.* Patrones de desplazamiento para ondas estacionarias en frecuencias naturales fundamentales ( $n = 0$ ), segunda ( $n = 1$ ) y tercera ( $n = 2$ ) para una capa de suelo con  $\sim = 5\%$ . Los desplazamientos se normalizan por el desplazamiento máximo a la frecuencia fundamental. (Kramer, 1996)

### 2.2.9.2.3. Suelo uniforme amortiguado en roca elástica.

Cuando la roca madre es rígida, su movimiento no se verá afectado por la presencia del suelo suprayacente. Actúa como un límite de extremo fijo. Así como cualquier onda descendente en el suelo se reflejará completamente hacia la superficie del suelo por la capa rígida, atrapando así toda la energía de la onda elástica dentro de la capa del suelo explicado en la *Figura 2.25*.

Sin embargo, si la roca es elástica, las ondas de tensión que viajan hacia abajo que alcanzan el límite roca-suelo se reflejarán solo parcialmente; Parte de su energía se transmitirá a través del límite para continuar viajando

hacia abajo a través de la roca. Si la roca se extiende a gran profundidad (lo suficientemente grande como para que las ondas reflejadas desde cualquier límite material más profundo no vuelvan al límite suelo-roca lo suficientemente pronto, o con suficiente amplitud, para influir en la respuesta del depósito del suelo), la energía elástica de estas ondas se eliminará efectivamente de la capa de suelo.

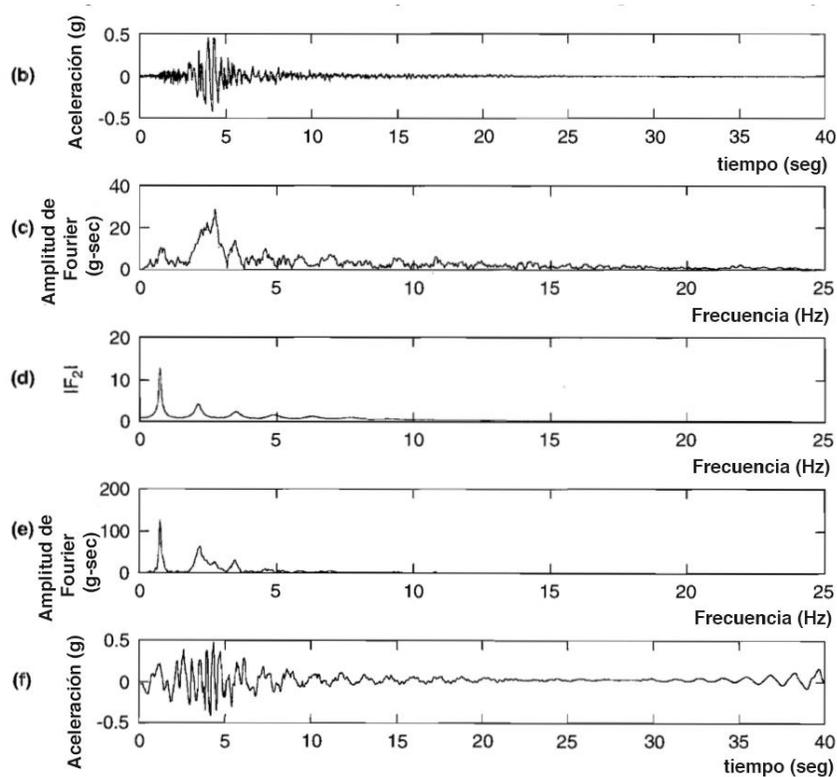


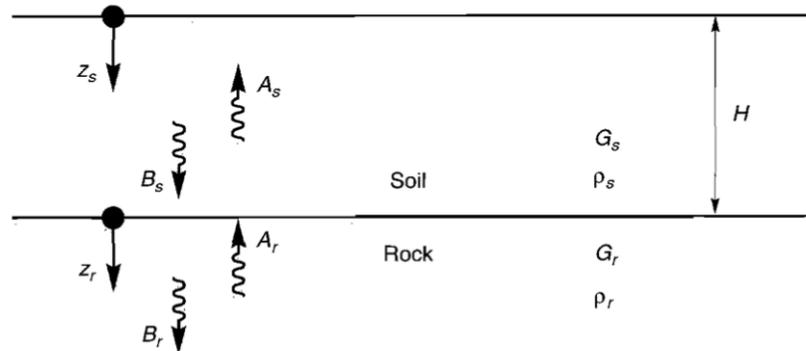
Figura 2.25. Ondas de energía elástica que se producen en las capas del suelo.  
(b). aceleración, (c). Amplitud de Fourier.

Esta es una forma de amortiguación de la radiación, y hace que las amplitudes del movimiento de la superficie libre sean más pequeñas que las del caso de la roca madre rígida. Considere el caso de una capa de suelo que recubre un medio espacio de roca elástica. Si los subíndices  $s$  y  $r$  se refieren al suelo y la roca, respectivamente, los desplazamientos debidos a las ondas  $s$  que se propagan verticalmente en cada material pueden escribirse como:

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s z_s)}$$

El efecto de superficie libre, como antes, requiere que  $A = B_s$ , y la compatibilidad de los desplazamientos y la continuidad de las tensiones en el límite de la roca del suelo.

Es importante tener en cuenta que la resonancia no puede ocurrir, es decir cuando el denominador siempre es mayor que cero, incluso cuando el suelo no está amortiguado. Sin embargo, el efecto de la rigidez de la roca madre refleja la relación de impedancia, sobre el comportamiento de amplificación. Además, la similitud entre los efectos de la amortiguación del suelo y la elasticidad de la roca madre se puede determinar al comparar las formas de las curvas del factor de amplificación expresado en la *Figura 2.26*.



*Figura 2.26.* Nomenclatura para el caso de una capa de suelo que recubre un medio espacio de roca elástica. (Kramer, 1996)

Por lo tanto, la elasticidad de la roca afecta la amplificación de manera similar a la relación de amortiguamiento del suelo, ambos evitan que el denominador llegue a cero como se muestra en la *Figura 2.27*.

Este efecto de amortiguación de la radiación tiene una importancia práctica significativa donde la roca madre es sustancialmente más dura que la que se encuentra típicamente en los estados del oeste. La roca madre más rígida significa que puede producirse una mayor amplificación en el este y que los criterios de diseño establecidos sobre la base de la evidencia empírica de los terremotos occidentales pueden ser poco conservadores en el este.

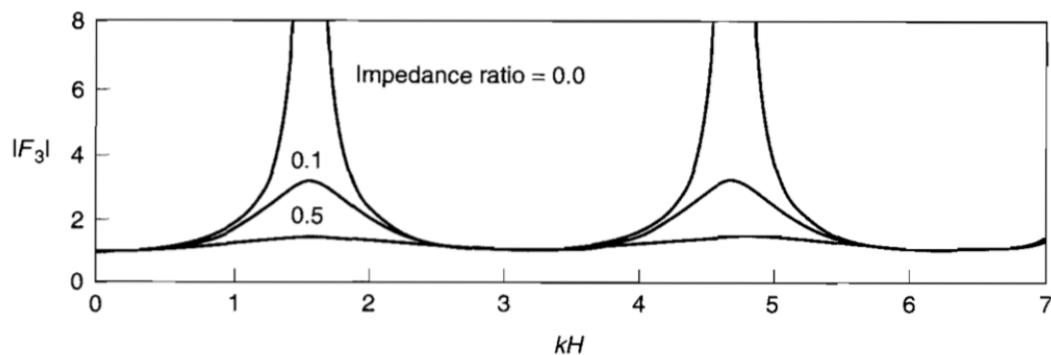


Figura 2.27. Efecto de la impedancia en un factor de amplificación para el caso de suelo adherido. (Kramer, 1996)

### 2.2.9.2.3. Suelo en capas humedecido en roca elástica.

Es pertinente destacar que los modelos uniformes de capa elástica son útiles para ilustrar la influencia de las condiciones del suelo en varias características del movimiento del sitio (Ver Figura 2.28). Sin embargo, pocas son las ocasiones en que resultan adecuados para el análisis de problemas prácticos de respuesta de sitio. Los problemas reales de respuesta de sitio generalmente involucran depósitos de suelo con capas de diferente rigidez y características de amortiguación con límites en los que la energía de las ondas elásticas se reflejará o transmitirá. Tales condiciones requieren el desarrollo de funciones de transferencia para depósitos de suelo en capas.

Se puede considerar un depósito de suelo que consta de  $N$  capas horizontales donde la enésima capa es la roca madre.

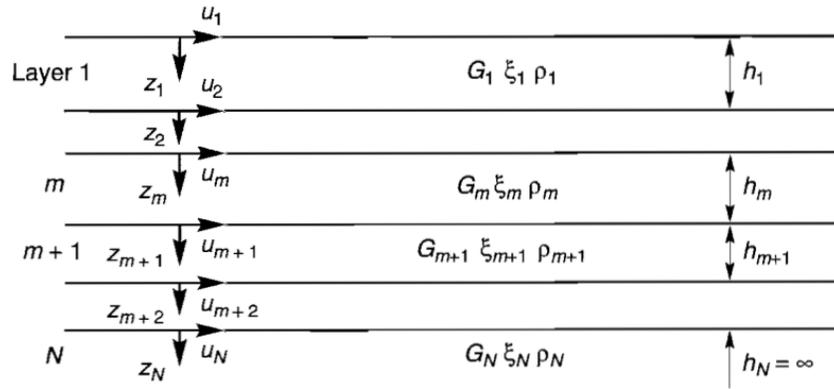


Figura 2.28. Nomenclatura para depósitos de suelo en capas sobre lecho de roca elástica. (Kramer, 1996)

Suponiendo que cada capa de suelo se comporta como un sólido Kelvin-Voigt. Por lo cual la solución a la ecuación de onda se puede expresar en la forma:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^*z)} + Be^{i(\omega t - k^*z)}$$

donde  $A$  y  $B$  representan las amplitudes de las ondas que viajan en las direcciones  $-z$  (hacia arriba) y  $+z$  (hacia abajo), respectivamente. El esfuerzo cortante viene dado por el producto del módulo de corte complejo,  $G^*$ , y la tensión de corte, por lo que la ecuación se representa de manera que:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{\partial u}{\partial z} = (G + i\omega\eta) \frac{\partial u}{\partial z} = G(1 + 2i\xi) \frac{\partial u}{\partial z}$$

Los desplazamientos en los límites de la capa deben ser compatibles es decir, el desplazamiento en la parte superior de una capa particular debe ser igual al desplazamiento en la parte inferior de la capa suprayacente.

Aplicando el requisito de compatibilidad al límite entre la capa  $m$  y la capa  $m+1$  es expresado así:  $u_m(Z_m = h_m, t) = u_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t)$

En la superficie del suelo, el esfuerzo cortante debe ser igual a cero, lo que requiere que  $A_1 = B_1$ . Si las fórmulas de recursión de la ecuación se aplican repetidamente para todas las capas de 1 a  $m$ , las funciones que relacionan las amplitudes en la capa  $m$  y la capa  $m+1$  se pueden expresar mediante:

$$A_m = a_m(\omega)A_1$$

$$B_m = b_m(\omega)B_1$$

Debido a que  $|\ddot{u}| = \omega|\dot{u}| = \omega^2|u|$  para el movimiento armónico, la ecuación  $F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega)+b_i(\omega)}{a_j(\omega)+b_j(\omega)}$ , también describe la amplificación de aceleraciones y velocidades de la capa  $i$  a la capa  $j$ . La ecuación indica que el movimiento en cualquier capa se puede determinar a partir del movimiento en cualquier otra capa. Por lo tanto, si se conoce el movimiento en cualquier punto del perfil del suelo, se puede contribuir con el movimiento en cualquier otro punto. Este resultado permite realizar una operación muy útil llamada deconvolución.

### **2.2.9.3. Aproximación lineal equivalente de respuesta no lineal.**

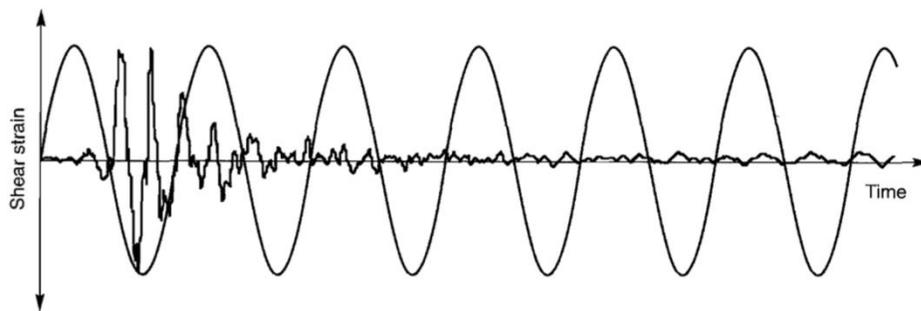
El comportamiento no lineal del suelo y el enfoque lineal debe ser modificado para proporcionar estimaciones razonables de respuesta en tierra para problemas prácticos de interés. Es decir que el comportamiento de tensión-deformación histérica no lineal real de los suelos con carga cíclica se

puede aproximar mediante propiedades lineales equivalentes del suelo.

El módulo de corte lineal equivalente,  $G$ , generalmente se toma como un módulo de corte secante y la relación de amortiguamiento lineal equivalente,  $\xi$ , como la relación de amortiguamiento que produce la misma pérdida de energía en un solo ciclo que el bucle de histéresis real. La naturaleza dependiente de la tensión de estas propiedades lineales equivalentes.

Dado que el enfoque lineal requiere que  $G$  y  $\xi$  sean constantes para cada capa de suelo, el problema se convierte en determinar los valores que son consistentes con el nivel de deformación inducida en cada capa. Para abordar este problema, se necesita una definición objetiva del nivel de deformación. Las pruebas de laboratorio a partir de las cuales se han desarrollado curvas de reducción de módulo y relación de amortiguamiento utilizaron una carga armónica simple y caracterizó el nivel de deformación por la amplitud de deformación por cizalladura máxima (Ver *Figura 2.29*).

Sin embargo, la historia del tiempo de deformación por cizalla para un movimiento sísmico típico es muy irregular con una amplitud de pico que solo puede ser alcanzada por unos pocos picos en el registro.



*Figura 2.29.* Nomenclatura para depósitos de suelo en capas sobre lecho de roca elástica. (Kramer, 1996)

En cuanto a los historiales de tiempo de deformación por corte armónico y transitoria que tienen la misma tensión de corte cíclica máxima cíclica. Se puede observar que el registro armónico representa una condición de carga más severa que el registro transitorio, aunque sus valores pico son idénticos.

Como resultado, es común caracterizar el nivel de deformación del registro transitorio en términos de una deformación de corte efectiva que se ha encontrado empíricamente que varía entre aproximadamente 50 y 70% de la deformación de corte máxima. Sin embargo, la respuesta calculada no es particularmente sensible a este porcentaje, y la tensión de corte efectiva a menudo se toma como el 65% de la tensión máxima.

Dado que el nivel de deformación calculado depende de los valores de las propiedades lineales equivalentes, se requiere un procedimiento iterativo para garantizar que las propiedades utilizadas en el análisis sean compatibles con los niveles de deformación calculados en todas las capas. El procedimiento iterativo funciona de la siguiente manera:

Primero, se hacen estimaciones iniciales de  $G$  y  $\xi$  para cada capa. Los valores inicialmente estimados generalmente corresponden al mismo nivel de deformación; los valores de baja tensión se utilizan a menudo para la estimación inicial. En segundo lugar, los valores estimados de  $G$  y  $\xi$  se usan para calcular la respuesta del terreno, incluidos los historiales de tensión de corte para cada capa.

La deformación por corte efectiva en cada capa se determina a partir de la deformación por corte máxima en el historial de tiempo de deformación por corte calculado. Para la capa  $j$ , la ecuación sería:  $\gamma_{effj}^{(i)} = R_\gamma \gamma_{maxj}^{(i)}$  donde el superíndice se refiere al número de iteración y  $R_\gamma$  es la relación entre la deformación por corte efectiva y la deformación por corte máxima.  $R_\gamma$  depende de la magnitud del terremoto y puede estimarse a partir de  $R_\gamma = \frac{M-1}{10}$

A partir de esta tensión de corte efectiva, se eligen nuevos valores lineales equivalentes,  $G^{(i+1)}$  y  $\xi^{(i+1)}$  para la próxima iteración. Los pasos anteriormente mencionados se repiten hasta que las diferencias entre el módulo de corte calculado y los valores de la relación de amortiguamiento en dos iteraciones sucesivas caen por debajo de algún valor predeterminado en todas las capas. Aunque la convergencia no está absolutamente garantizada, las diferencias de menos del 5 al 10% generalmente se logran en tres o cinco iteraciones.

Sin embargo, el proceso de iteración hacia las propiedades del suelo compatibles con la deformación permite el comportamiento no lineal del suelo para ser aproximado, es importante recordar que el método de respuesta complejo sigue siendo un método lineal de análisis. Las propiedades del suelo compatibles con la deformación son constantes durante toda la duración del terremoto, independientemente de si las deformaciones en un momento determinado son pequeñas o grandes

El método no puede representar los cambios en la rigidez del suelo que realmente ocurren durante el terremoto. El enfoque lineal equivalente al análisis de respuesta unidimensional de sitios en capas se ha codificado en un programa de software especializado.

#### **2.2.9.4. Deconvolución.**

Debido a que el enfoque lineal equivalente utiliza un análisis lineal, la respuesta en cualquier punto puede estar relacionada con la respuesta en cualquier otro punto. Aunque las funciones de transferencia se relacionan con el cálculo del movimiento de la superficie libre a partir del movimiento del lecho de roca, las funciones de transferencia que relacionan los movimientos a otras profundidades también pueden derivarse sin dificultad.

Un problema importante de interés práctico implica el cálculo del movimiento de la roca madre a partir de un movimiento de superficie libre conocido. Este proceso, conocido como deconvolución, es particularmente útil en la interpretación de los movimientos reales del terreno registrados en las superficies de los depósitos del suelo.

Aunque la deconvolución de un sistema elástico lineal debería producir teóricamente una solución única, a menudo surgen dificultades prácticas. Algunos de estos pueden ser de naturaleza numérica, particularmente cuando se requiere la iteración hacia propiedades de suelo compatibles con la deformación (Roesset, 1977) y los niveles de deformación son grandes.

Otros están asociados con limitaciones en la precisión de la suposición de que todo el movimiento resulta de ondas de corte que se propagan verticalmente. Silva (1988) descubrió que aproximadamente el 75% de la potencia en un movimiento de superficie libre podría atribuirse a ondas de corte que se propagan verticalmente a frecuencias de hasta 15 Hz; el resto se atribuyó a olas dispersas y ondas superficiales.

Por otro lado, Silva sugirió un procedimiento de deconvolución basado en el uso de un movimiento de superficie libre prefiltrado bajo de 15 Hz para eliminar la tendencia a desarrollar aceleraciones irrealmente grandes en profundidad e iteración hacia propiedades compatibles con la deformación utilizando el 87% de las amplitudes de movimiento de entrada antes de la deconvolución utilizando el movimiento de superficie libre filtrada a una amplitud completa (100%). La deconvolución debe realizarse con mucho cuidado y la razonabilidad de cualquier movimiento deconvolucionado debe evaluarse cuidadosamente.

#### **2.2.9.4. Enfoque no lineal.**

Mientras que enfoque lineal equivalente es conveniente y proporciona resultados razonables para muchos problemas prácticos, sigue siendo una aproximación al proceso no lineal real de respuesta sísmica del terreno. Un enfoque alternativo es analizar la respuesta no lineal real de un depósito de suelo utilizando la integración numérica directa en el dominio del tiempo.

Al integrar la ecuación de movimiento en pasos de tiempo pequeños, se puede usar cualquier modelo de tensión-deformación lineal o no lineal o modelo constitutivo avanzado se hace referencia a la relación tensión-deformación para obtener las propiedades apropiadas del suelo que se utilizarán en ese paso de tiempo. Mediante este método, se puede seguir una relación inelástica de esfuerzo-deformación no lineal en un conjunto de pequeños pasos incrementalmente lineales.

La mayoría de los programas informáticos de análisis de respuesta al suelo unidimensionales no lineales disponibles actualmente caracterizan el comportamiento de tensión-deformación del suelo mediante modelos cíclicos de tensión-deformación como el modelo hiperbólico, el modelo hiperbólico modificado, entre otros.

Otros se han basado en modelos constitutivos avanzados, como el modelo de superficie de rendimiento anidado. Algunos de los programas informáticos más utilizados para el análisis de respuesta a tierra unidimensional no lineal. Se pueden usar varias técnicas para integrar las ecuaciones de movimiento. De estos, la técnica explícita de diferencias finitas se explica más fácilmente.

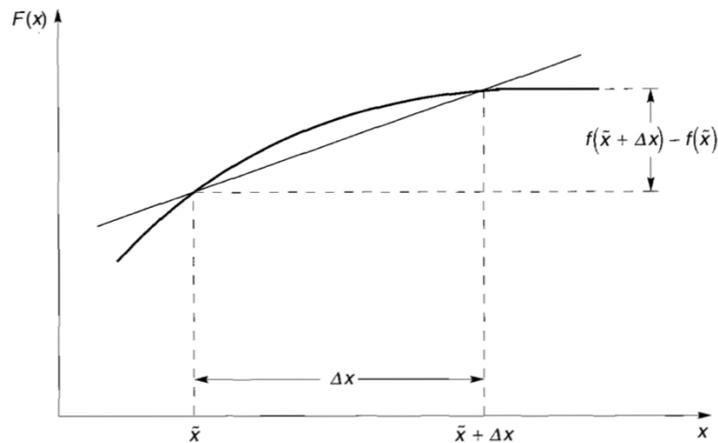
Considere el depósito de suelo de extensión lateral infinita que se muestra. Si la capa de suelo se somete a un movimiento horizontal al nivel de la roca madre, la respuesta se regirá por la ecuación de movimiento.

Para introducir el método explícito de diferencia finita, se debe considerar que la función  $f(x)$  y la primera derivada de  $f(x)$  en  $x = \tilde{x}$  viene dada por la siguiente fórmula. Así mismo, se ilustra en la *Figura 2.30*.

$$\frac{df(\tilde{x})}{dx} = \frac{f(\tilde{x} + \Delta x) - f(\tilde{x})}{\Delta x}$$

Se puede hacer una aproximación razonable a la primera derivada eliminando la restricción del límite y utilizando un valor pequeño pero finito de  $\Delta x$ . De esta manera, la expresión de la ecuación se conoce como una aproximación de diferencia hacia adelante a  $\frac{df(\tilde{x})}{dx}$  y que la diferencia directa proporciona una mejor aproximación a la derivada en  $x = (\tilde{x} + \Delta x)/2$  en donde  $x = \tilde{x}$ .

Dividiendo la capa de suelo en  $N$  subcapas de espesor,  $\Delta z$  y se avanza a través del tiempo en pequeños incrementos de longitud,  $\Delta t$ , se puede usar la notación  $u_{i,t} = u(z = i\Delta z, t)$  para escribir aproximaciones de diferencias finitas a las derivadas.



*Figura 2.30.* La aproximación de  $f(\tilde{x})$  es dada por la pendiente de la línea pasando por la función  $x = \tilde{x}$  y  $\tilde{x} + \Delta x$ . (Kramer, 1996)

Cuando el suelo es elástico lineal, el esfuerzo de corte depende solo de la tensión de corte actual (*i. e.*,  $\tau_{it} = G_i \gamma_{i,t}$ ). Sin embargo, si el suelo es no lineal e inelástico, el esfuerzo de corte dependerá de la tensión de corte actual y el historial de tensión-deformación. En tales casos, la deformación por corte calculada,  $\gamma_{i,t}$  y la relación tensión-deformación cíclica o modelo constitutivo avanzado se utilizan para determinar la tensión de corte correspondiente,  $\tau_{it}$ . El proceso de integración se puede resumir de la siguiente manera:

Al comienzo de cada paso de tiempo, la velocidad de partícula,  $u'_{i,t}$ , y el desplazamiento total,  $u_{i,t}$ , se conocen en cada límite de capa. Seguido de esto, el perfil de desplazamiento de partículas se usa para determinar la tensión de corte,  $\gamma_{i,v}$  dentro de cada capa.

Por otro lado, la relación tensión-deformación se utiliza para determinar el esfuerzo cortante,  $\tau_{i,D}$  en cada capa la curva de esfuerzo-deformación puede ser lineal o no lineal. Con un comportamiento inelástico no lineal del suelo, se verifican las reversiones de tensión y se tienen en cuenta. Por ejemplo, mediante la aplicación de los criterios de Masing en cada capa.

Mientras que el movimiento de entrada se usa para determinar el movimiento de la base de la capa de suelo en el tiempo  $\tau + \Delta t$ . Finalmente, se calcula el movimiento de cada límite de capa en el tiempo, trabajando de abajo hacia arriba. El proceso se repite desde el inicio para calcular la respuesta en el siguiente paso de tiempo. Debido a que las velocidades de las partículas se calculan en momentos que difieren en un paso de medio tiempo de aquellos en los que las tensiones de cizallamiento se aproximan mejor, el método explícito puede volverse inestable en términos numéricos

Con el uso de las diferentes expresiones de diferencia, una formulación implícita de diferencia finita puede eliminar el problema de estabilidad, permitiendo así el uso de pasos de tiempo más largos. Sin embargo, las

formulaciones implícitas implican la solución de un conjunto de ecuaciones simultáneas  $N + 1$  en cada paso de tiempo. A menudo es difícil predecir si es más eficiente realizar los cálculos rápidos del método explícito en un gran número de pasos de tiempo, o los cálculos más largos del método implícito en menos pasos de tiempo. La mayoría de los programas informáticos existentes para el análisis de respuesta terrestre no lineal utilizan la formulación explícita.

#### ***2.2.9.5. Comparación del análisis de respuesta unidimensional de sitio.***

Aunque los métodos lineales y no lineales equivalentes se usan para resolver problemas de análisis de respuesta de terreno unidimensionales, sus formulaciones y suposiciones subyacentes son bastante diferentes. En consecuencia, es razonable esperar encontrar algunas diferencias en sus resultados.

Se tiene que los resultados de análisis equivalentes de respuesta terrestre lineal y no lineal se han comparado en varias ocasiones. Como por ejemplo, Joyner y Chen, 1975; Martin y Seed, 1978; Dikmen y Ghaboussi, 1984) con las siguientes conclusiones generales:

En primera instancia, la linealidad inherente de los análisis lineales equivalentes puede conducir a resonancias espurias. Es decir, altos niveles de amplificación que resultan de la coincidencia de un componente fuerte del movimiento de entrada con una de las frecuencias naturales del depósito de suelo lineal equivalente. Dado que la rigidez de un suelo no lineal real cambia durante la duración de un gran terremoto, dichos niveles de amplificación no se desarrollarán en el campo.

Por otro lado, el uso de una tensión de corte efectiva en un análisis lineal equivalente puede conducir a un sistema sobre ablandado y con sobreamortiguación cuando la tensión de corte máxima es mucho mayor que

el resto de las tensiones de corte, o hacia un sistema poco amortiguado cuando el corte La amplitud de deformación es casi uniforme.

Además, los análisis lineales equivalentes pueden ser mucho más eficientes que los análisis no lineales, en particular cuando el movimiento de entrada puede caracterizarse con una precisión aceptable por un pequeño número de términos en una serie de Fourier. Por ejemplo, la mayoría de los terremotos contienen relativamente poca energía de onda elástica en frecuencias superiores a 15 a 20 Hz.

En consecuencia, la respuesta generalmente se puede calcular con una precisión razonable considerando solo las frecuencias inferiores a 15 a 20 Hz. A medida que la potencia, la velocidad y la accesibilidad de las computadoras han aumentado en los últimos años, la importancia práctica de las diferencias en la eficiencia de los análisis de respuesta a tierra unidimensionales ha disminuido sustancialmente.

También, los métodos no lineales pueden formularse en términos de tensiones efectivas para permitir el modelado de la generación, redistribución y eventual disipación del exceso de presión de poro durante y después del terremoto. Los métodos lineales equivalentes no tienen esta capacidad.

Finalmente, para los métodos no lineales se requiere de un modelo de tensión-tensión o constitutivo confiable. En donde los parámetros que describen tales modelos no están tan bien establecidos como los del modelo lineal equivalente. Incluso, puede ser necesario un programa sustancial de pruebas de campo y laboratorio para evaluar los parámetros del modelo no lineal.

Así mismo, cuando se trata de las diferencias entre los resultados de análisis lineales y no lineales equivalentes dependen del grado de no linealidad en la respuesta real del suelo. Los problemas en los que los niveles de

deformación permanecen bajos es decir perfiles de suelo rígidos y movimientos de entrada relativamente débiles, en ambos análisis pueden producir estimaciones razonables de la respuesta del terreno.

Por el contrario, en problemas que involucran altos niveles de deformación, particularmente problemas en los que los esfuerzos de corte inducidos se aproximan a la resistencia al corte disponible del suelo, es probable que los análisis no lineales proporcionen resultados razonables.

A manera de conclusión, las técnicas lineales y no lineales equivalentes pueden y han sido utilizadas con éxito para el análisis de respuesta de terreno unidimensional. El uso y la interpretación de cada uno requiere conocer sus supuestos subyacentes, comprender su funcionamiento y reconocer sus limitaciones. Ninguno de los dos puede considerarse matemáticamente riguroso o preciso, pero su precisión no es inconsistente con la variabilidad en las condiciones del suelo, la incertidumbre en las propiedades del suelo y la dispersión en los datos experimentales en los que se basan muchos de sus parámetros de entrada.

## **2.2.10 Espectros elásticos e inelásticos de diseño.**

### ***2.2.10.1 Espectro de respuesta elástico.***

El diseño sísmico busca asegurar que las capacidades de deformación y resistencia de las estructuras excedan las demandas impuestas durante terremotos de gran magnitud en un margen de seguridad adecuado. Entre los parámetros básicos se encuentra la ductilidad o deformación de fluencia y la resistencia de los elementos que comprende una estructura de construcción completa. Además, un parámetro de demanda importante es la cantidad de movimiento de tierra o entrada sistema que se obtiene con la respuesta estructural.

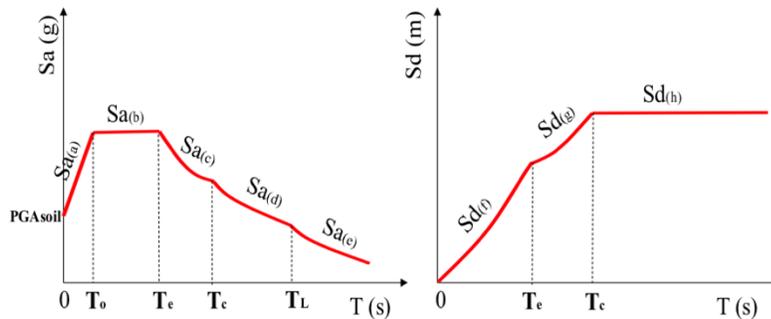
De esta manera, propagando el movimiento de superficie – es decir, campo libre a través de un filtro estructural lineal o no lineal – se obtiene la cantidad de respuesta. Cabe resaltar que un parámetro de demanda que se considera con frecuencia en la práctica estructural es la aceleración espectral ( $S_a$ ), que se utiliza como una demanda de fuerza para un sistema elástico de grado único de libertad.

Además, se considera que gran parte de las estructuras se comportan de manera inelástica durante un terremoto de magnitud relevante y es evidente que este parámetro por sí solo es no suficiente para describir las demandas sísmicas. Sin embargo, se tiene que otros parámetros de demanda incluyen, otros comportamientos del suelo como: ductilidad, resistencia inelástica y parámetros de daño acumulativo como significa la energía histérea.

De acuerdo con Ziotopoulou y Gazetas (2010), los efectos sobre la intensidad y frecuencia de los movimientos del suelo se calculan de forma teórica, es decir con el análisis de propagación de ondas supone un comportamiento del suelo lineal o no lineal equivalente. Sin embargo, los códigos sísmicos han enfrentado universalmente el problema de la amplificación del suelo de una manera empírica en donde se observa que los depósitos del suelo se clasifican en categorías amplias, cada una de ellas abarca una variada gama de rigidez y grosor de la capa del suelo hasta la roca madre.

Por otro lado, se tiene que los espectros de respuesta de los acelerogramas mundiales registrados en la parte superior de los suelos que pertenecen a cada categoría fueron procesados estadísticamente. En donde, la forma del espectro de diseño para la categoría de suelo particular se basó en el promedio del espectro normalizado a través de la ecuación  $S_a(T)/PGA$  para cada período  $T$ .

Sin embargo, dado que el valor espectral normalizado depende del tipo de suelo y la intensidad del terremoto, se prefirió la zona de meseta del espectro en donde se generan las demandas espectrales máximas para obtener un espectro de diseño específico para cada sitio de interés (Ver *Figura 2.31*).



*Figura 2.31.* Definición de parámetros para el espectro de respuesta de desplazamiento y aceleración de diseño.

Se propone un procedimiento de análisis para suelos blandos basado en un Espectro Bi-Normalizado (BNS), es decir en donde “todos y cada uno de los espectros de respuesta de aceleración están doblemente normalizados: la ordenada,  $S_a$ , con respecto a la aceleración máxima del terreno  $PGA$  y la abscisa,  $T$ , con respecto al período predominante  $T_p$  del espectro. Cabe resaltar que este método es innovador debido a que la definición imprecisa del período de pico del movimiento del suelo y la profunda dificultad para predecir siguen teniendo su grado de dificultad para adoptarlo en la actualidad. El soporte empírico de los movimientos registrados debe ser estadísticamente significativo para llegar a un espectro de diseño más robusto. El procedimiento define el espectro de diseño de aceleración elástica de un sitio determinado para un terremoto de máxima credibilidad (MCE) en relación con el nivel de rendimiento de prevención de colapso.

Como lo indican Tena et al. (2009), los pasos para estimar los parámetros de amplificación del sitio basados en la prevención del colapso son: en primera instancia, evaluar la aceleración máxima esperada en el lecho de roca. Así mismo, calcular el factor distancia que es igual a la unidad cerca de la fuente del terremoto de subducción. Este parámetro no solo expresa la atenuación de la onda sísmica con la distancia, sino también el filtrado de componentes de alta frecuencia de la excitación del terremoto.

Seguido de esto, a través de la información geotécnica del perfil del suelo, calcule el período de sitio dominante  $T_s$  haciendo referencia al período de sitio elástico. Y, a partir de la. Con  $T_s$  correspondiente a la velocidad efectiva de la onda de corte  $V_s = 4H_s / T_s$  que se puede calcular sobre una profundidad  $H_s$  de al menos 30 m. Finalmente, se destaca que un comportamiento lineal de la formación del suelo, se obtienen entre el factor de respuesta del sitio  $F_s$  y los factores de amplificación estructural ( $Fr$ ).

Para la relación de aceleraciones máximas medidas en la superficie y en la base del depósito del suelo se realizan análisis dinámicos utilizando el movimiento del suelo como entrada y el espectro de potencia y aplicaron la teoría de la vibración aleatoria para predecir las respuestas máximas. Este procedimiento considera el efecto del contenido de frecuencia e intensidad del movimiento de tierra de entrada en el valor resultante de la vibración del sitio es decir un comportamiento cíclico no lineal para estimar la respuesta dinámica del sitio. También, se toma en cuenta la influencia de los períodos elásticos e inelásticos del sitio por medio del desplazamiento en el período del sitio que depende del nivel de agitación y es igual a la unidad para las deformaciones elásticas lineales.

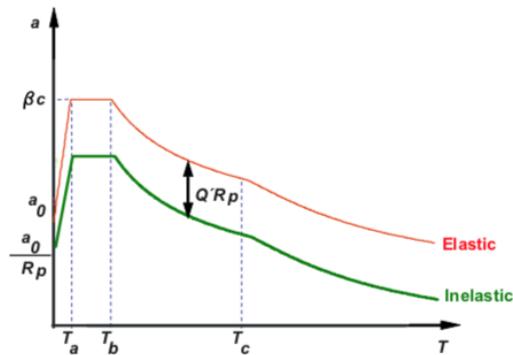
Por ende, la definición de los períodos de control  $T_a, T_b, T_c$ , en donde define la meseta de los espectros de respuesta de diseño. Así mismo, los

enfoques para estimar los períodos de control son similares al método desarrollado para estimar los espectros de diseño elástico (Ver *Figura 2.32*).

De esta manera, en el proceso de diseño, existe un ajuste conceptual para la reducción de los parámetros de respuesta elástica para el diseño. Es decir que para los espectros de diseño elástico se reducen las ordenadas espectrales por un factor de fuerza sísmica reductora  $Q$ . En donde se establece que para el estado límite de prevención de colapso, las ordenadas espectrales reducidas y deben calcularse de manera presentada la siguiente ecuación:

$$a^l = \frac{a(B)}{Q^l R p}$$

En donde  $Q^l$  es un factor de fuerza de reducción sísmica que indica la



*Figura 2.32.* Representación esquemática del espectro de diseño de aceleración inelástica.(MOC, 2008)

capacidad de ductilidad o deformación, mientras que  $R$  es un factor que expresa la sobrecarga de la cual depende del sistema estructural y el período estructural, y  $p$  es el factor de redundancia. De la misma forma, es necesario la existencia de un factor de corrección de  $Q^l$  y  $R$  para tener en cuenta la redundancia del sistema estructural de carga lateral en una dirección de análisis dada.

En cuanto a sistemas estructurales con características de degradación de la rigidez o resistencia bajo carga cíclica ubicada en suelos blandos. Las ordenadas espectrales reducidas y deben calcularse de la siguiente manera:

$$a^l = \frac{a(\beta)A_{cd}}{Q^l R_p}$$

En el cual  $A_{cd}$  es un factor de modificación para tener en cuenta la rigidez o la degradación que existe en la resistencia de suelos blandos.

### **2.2.10.2 Parámetros de demanda inelástica.**

Para un enfoque de diseño basado en la capacidad estructural, se opta por absorber y disipar la energía del terremoto a través de una acción inelástica o también llamado daño estructural. La estimación de las demandas sísmicas se puede lograr utilizando una variedad de procedimientos disponibles. A través de la aplicación de este procedimiento el objetivo principal es determinar las fuerzas y deformaciones tanto a nivel local como global cuando una estructura está sujeta a cargas sísmicas.

Mediante la práctica estructural, existen cuatro métodos disponibles para analizar un modelo matemático de la respuesta de un sitio. Estas pueden clasificarse en dos categorías según el tratamiento de la respuesta considerándose como método de análisis lineal o no lineal y el tratamiento de las cargas con aplicación estática y dinámica de las cargas sísmicas.

Durante la etapa de diseño preliminar, de un sistema de un grado de libertad se podría considerar como un modelo simple de una estructura de edificio idealizada. Además, el comportamiento global de un sistema de múltiples grados de libertad puede analizarse a través de un sistema asumiendo que el edificio responde básicamente en la forma del primer modo

normalizado con un valor unitario del suelo, de modo que se puede calcular el desplazamiento de la roca en sitio. (Athol, 2003)

El método de análisis dinámico más simple se basa en un modelo lineal de la estructura, que permite el uso de propiedades de vibración, frecuencias y formas de modo, y la simplificación de la solución con una representación modal de la respuesta dinámica. Además, se puede obtener una estimación de la respuesta estructural máxima con el análisis del espectro de respuesta, o el máximo se puede calcular mediante análisis del historial de respuestas con registros de movimiento de tierra específicos (Chopra, 2001).

La resistencia y la rigidez de los miembros estructurales críticos se seleccionan para satisfacer las demandas sísmicas. Entre uno de los procedimientos de análisis estáticos no lineales es el llamado *pushover* o análisis de empuje. Este análisis se realiza para sistemas múltiples grados de libertad para estimar su capacidad de resistir una demanda sísmica más allá del límite elástico.

Para este análisis, se impone una distribución de fuerza lateral a una estructura. Estas fuerzas se incrementan de manera proporcional hasta que la estructura se vuelve inestable o se alcanza una condición límite especificada. Como resultado, se obtiene una representación simple de la curva de capacidad; el mecanismo plástico y la secuencia de formación de la bisagra; carga lateral y capacidad de desplazamiento de una estructura; y la demanda de ductilidad y rotación plástica (Naeim, 2001).

Por otro lado, existen varios modelos de histéresis utilizados para representar el comportamiento inelástico de una estructura, como; elasto-perfectamente-plástico, degradación de la resistencia, degradación de la rigidez, modelos de pinzamiento, entre otros.

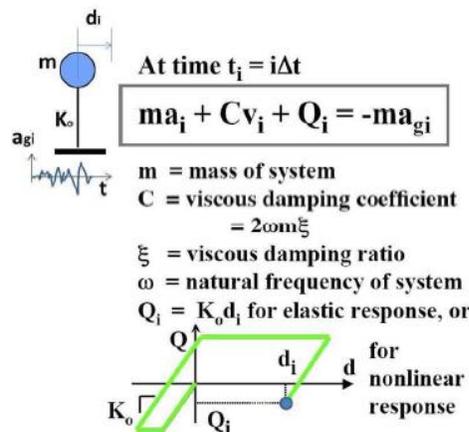
Para Kunnath et al (1990), los parámetros de las características de cada modelo de histéresis se usan comúnmente para representar el comportamiento de elementos estructurales que exhiben una degradación de resistencia o rigidez insignificante. Por lo tanto, las limitaciones que existen en el modelo elasto-perfectamente-plástico tienen lugar cuando la estructura experimenta deterioro de resistencia o efectos  $P - \Delta$ .

Se hace referencia al deterioro de la resistencia cuando existe una pérdida de resistencia con la deformación inelástica monotónica o cíclica y ésta se puede asociar con un alto nivel de cizallamiento o desprendimiento en elementos *de concreto reforzado*. Así mismo, un alto cizallamiento en paredes de madera, pandeo de arriostamiento en marcos de acero reforzado, y un movimiento bidireccional y no linealidades geométricas.

Por su parte, los efectos  $P - \Delta$  son la consecuencia de momentos secundarios producidos por desplazamientos laterales excesivos. Mientras que las no linealidades geométricas resultantes reducen la rigidez efectiva post-deformación de una estructura y pueden dar lugar a demandas de deformación sustancialmente aumentadas y al colapso del sistema estructural. Como lo expresan Fajfar y Krawinkler (2002):

Las demandas sísmicas inelásticas representan los requisitos impuestos por los movimientos del terreno en los parámetros relevantes de rendimiento estructural. Para un dominio local, esto podría ser la demanda de la carga axial de una columna o la rotación de una bisagra de plástico en una viga, entre otros. Por lo tanto, las demandas localizadas dependen de muchas características de respuesta locales y globales de las estructuras, que no pueden considerarse en detalle en un estudio que se ocupa de una evaluación global de las demandas sísmicas. En este estudio, solo los sistemas de un grado de libertad que se utilizan como modelos estructurales ... (p. 34)

La respuesta de un sistema de un grado de libertad, sometido a una excitación producida por una señal sísmica en la base del sistema, según un modelo histerético elástico perfectamente plástico, se puede ilustrar gráficamente según se muestra en la *Figura 2.33*. El historial de tiempo de esta respuesta está definido según la ecuación de movimiento:  $ma_i + Cv_i + Q_i = -ma_{gi}$ . En esta ecuación,  $a_i$  y  $v_i$  corresponden, respectivamente, a la aceleración relativa y a la velocidad relativa del sistema respecto al suelo,  $C$  es el coeficiente de amortiguamiento viscoso,  $Q_i$  es la fuerza restauradora del sistema (equivalente a  $K_0d_i$  en un sistema elástico, donde  $K_0$  es la rigidez del sistema y  $d_i$  es el desplazamiento relativo del sistema respecto al suelo). Por su parte,  $a_{gi}$  corresponde a la aceleración propia del suelo.



*Figura 2.33.* Comportamiento histerético de un sistema de un grado de libertad con un modelo EPP sometido a una excitación sísmica. (Elnashai & Mwafy, 2002)

Sin embargo, esto no es aplicable directamente a los análisis dinámicos en el rango inelástico. Para ello, según Mahin y Bertero (1981), es necesario dividir esta ecuación para el valor de la masa y, posteriormente, normalizar la ecuación para el desplazamiento de fluencia, de forma que la ecuación queda expresada de la siguiente manera:

$$\ddot{u}_i + 2\xi\omega\dot{u}_i + \frac{Q_i}{m d_y} = -\frac{1}{d_y} a_{gi}$$

Además, definiendo los siguientes parámetros tal que:

- Razón de ductilidad

$$\mu = d_i / d_y$$

- Fuerza restauradora normalizada

$$\rho_i = Q_i / Q_y$$

- Esfuerzo de fluencia normalizado

$$\eta = \frac{Q_y}{m \times PGA} = \frac{C_y W}{\left(\frac{W}{g}\right)PGA} = \frac{C_y}{PGA/g}$$

- Aceleración normalizada del suelo

$$A_{gi} = \frac{a_{gi}}{PGA}$$

Resulta posible simplificar la ecuación normalizada de movimiento, de manera que:

$$\ddot{u}_i + 2\xi\omega\dot{u}_i + \omega^2 u_i = -\omega^2 \left(\frac{1}{\eta}\right) A_{gi}$$

De esta manera, se puede hallar la solución a esta ecuación en función de la ductilidad, conociendo únicamente los siguientes parámetros: amortiguamiento estructural del sistema ( $\xi$ ), frecuencia circular del sistema ( $\omega$ ), el esfuerzo de fluencia normalizado ( $\eta$ ) y la aceleración normalizada del suelo ( $A_{gi}$ ). En estas ecuaciones,  $C_y$  es el coeficiente sísmico en rendimiento. Por lo tanto, puede estar relacionado con la aceleración espectral o el coeficiente de cizallamiento de una estructura. Así mismo, todos los parámetros discutidos anteriormente se estudiaron para sistemas bi-lineales. Esta ecuación representa un sistema de un grado de libertad experimentando un comportamiento inelástico. Además, relaciona el límite elástico de la estructura  $Q_y$  o  $V_y$  con una medida simple de la resistencia a terremotos  $PGA$ . Esta solución es de alta relevancia y puede relacionarse con el coeficiente sísmico en rendimiento.

### 2.2.10.2.1 Factor de reducción por ductilidad, $R_\mu$

El factor de reducción por ductilidad  $R_\mu$  corresponde a la relación de la demanda de resistencia elástica impuesta a un sistema de un grado de libertad para la demanda de resistencia inelástica en una relación. Por lo tanto, es la relación de ordenadas espectrales de los espectros de demanda de fuerza elástica e inelástica. Es decir, algebraicamente, se puede expresar dicho factor de la siguiente manera:

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_t)} = \frac{C_y(\mu = 1)}{C_y(\mu = \mu_t)}$$

Se puede considerar como un factor de efectividad que muestra el nivel al que la capacidad de rendimiento de un determinado sistema de un grado de libertad puede ser reducido, permitiendo que se comporte de manera inelástica dentro de los límites de la ductilidad predefinida proporción. Krawinkler y Nassar (1992) expresando que el factor de reducción de la fuerza depende en gran medida del índice de ductilidad objetivo el período  $T$ , y en un grado mucho menor en el endurecimiento por deformación y el modelo de histéresis, desarrollaron una expresión que depende de un coeficiente sísmico “ $c$ ”, tal que:

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}, \text{ donde } c(T-\alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T}$$

Los valores de  $a$  y  $b$ , están definidos para distintos rangos de  $\alpha$ , tal como se expresa en la *Tabla 2.1*:

*Tabla 2.1*

Valores para constantes  $a$  y  $b$ , según  $\alpha$

$\alpha$	$a$	$b$
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

Por otra parte, de acuerdo con los resultados presentados por Miranda y Bertero (1994), los factores de reducción de la fuerza media están dados por la siguiente ecuación simplificada:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1$$

Donde  $\phi$  es una función de la ductilidad  $\mu$ , que depende de las condiciones del suelo del sitio. Es así, que se define este parámetro por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2} \exp \left[ -\frac{3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right]$$

Para sitios con suelo firme o rocoso

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{1}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right]$$

Para sitios con depósitos aluviales

$$\phi = 1 + \frac{Tg}{3T} - \frac{3Tg}{4T} \exp \left[ -3 \left( \ln T - \frac{1}{4} \right)^2 \right]$$

Para sitios con suelos blandos

Para Krawinkler y Nassar (1992) el factor de reducción de la fuerza depende en gran medida de la relación de ductilidad objetivo durante el período T, y en un grado mucho menor del endurecimiento por deformación y el modelo de histéresis. Mientras que para Miranda y Bertero (1994), dichas recomendaciones se basaron en espectros de respuesta elásticos e inelásticos del componente.

2.2.10.4.1. Factor de amplificación por deformaciones espectrales inelásticas,  $\gamma$ .

El factor de amplificación de desplazamiento  $\gamma$  es un parámetro que indica cuál es la relación existente entre el desplazamiento inelástico máximo ( $D_{max}$ ) o conocido como la deformación máxima ( $\Delta_{max}$ ) y la deformación elástica máxima del sistema o desplazamiento espectral elástico máximo,  $Sd_{elástico}$ , para un período estructural  $T$ . Es decir:

$$\gamma = \frac{D_{max}}{Sd_{elástico}}$$

Cuando una estructura experimenta deformaciones inelásticas, el análisis estructural requiere la incorporación de parámetros que consideren la no linealidad del sistema. Para esto, resulta útil la determinación del factor de amplificación por deformaciones espectrales,  $\gamma$ , que permite conocer la demanda de desplazamiento lateral máxima. Miranda & Ruiz (2002) proponen una ecuación generalizada para el cómputo de este parámetro en función del período, tal que:

$$\gamma = \left[ 1 + \left( \frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1}$$

Además de esta ecuación, se puede expresar el factor de amplificación para deformaciones espectrales inelásticas según funciones definidas a trazos, que limitan este valor dependiendo del período. A continuación, se detallan dichas expresiones para distintos rangos de período:

$\gamma = \mu$	Cuando $T < T_a = \frac{1}{33}$
$\gamma = \frac{\mu}{(2\mu - 1)\beta}$	Cuando $T_a \leq T < T_b = 0.125$
$\gamma = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}$	Cuando $T_b \leq T < T'c$

### 2.2.10.2.3. Correlaciones entre los parámetros de demanda inelástica.

Conociendo que  $\mu$  representa la demanda de ductilidad – es decir, la relación entre la deformación máxima y la deformación de fluencia existente para un sistema con un límite elástico menor que la demanda de resistencia elástica (Ver Figura 2.33) –,  $V_y$  corresponde a la demanda de resistencia inelástica. Por otra parte,  $V_e$  es la demanda de resistencia elástica. Este parámetro define el límite elástico que se requiere dentro del sistema estructural para responder elásticamente a un movimiento de tierra.

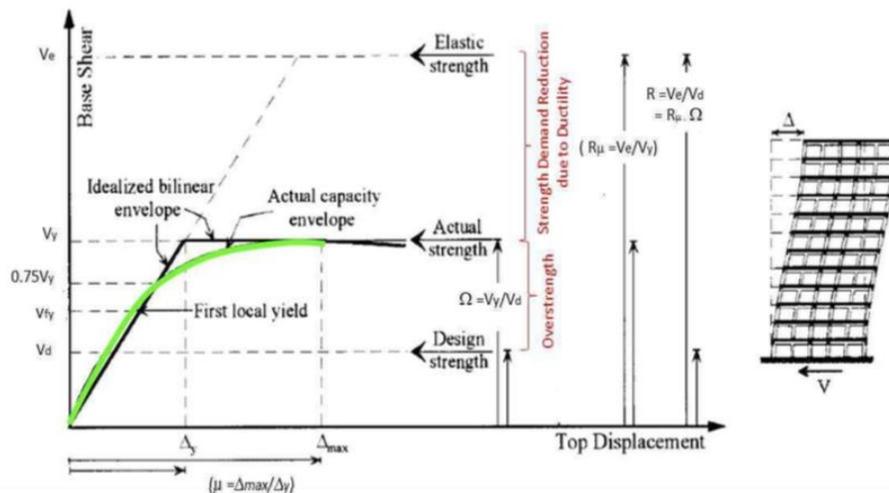


Figura 2.34. Relaciones entre los factores de reducción de fuerza (R), el sobre-esfuerzo estructural y  $R\mu$  (reducción de ductilidad). (Elnashai & Mwafy, 2002)

Por otra parte, para los sistemas de un grado de libertad, son los espectros de respuesta de aceleración elástica aquellos que proporcionan la información necesaria sobre este parámetro. Este parámetro define el límite elástico requerido de un sistema inelástico para limitar la demanda de ductilidad a un valor de  $\mu$ , el mismo que define la reducción en la resistencia elástica que dará como resultado una demanda de ductilidad, definida de la siguiente manera:

$$\mu, R\mu = V_e/V_y.$$

Por lo tanto, durante el diseño preliminar de una estructura, existe la necesidad de estimar la resistencia lateral, es decir la capacidad de carga lateral,  $V_L$  de la estructura que se requiere para limitar la demanda de ductilidad de desplazamiento global a un cierto nivel específico. Este valor se encuentra determinado por lo que resulta ser el control adecuado de las demandas de ductilidad local. Es así que, si se pudiera desarrollar una expresión matemática para definir  $R\mu$  como una función que genere las características del movimiento del terreno de entrada y el desplazamiento máximo se puede estimar usando la ecuación

$$\gamma = \mu/R\mu.$$

A través del planteamiento y resolución de esta ecuación, la sobrecarga excede en un factor de dos de tres fuentes en donde se incluye: en primer lugar, la diferencia entre los valores medios y característicos de la resistencia del material; segundo, el empleo del período elástico en el diseño en lugar del período degradado; y, finalmente, el diseño de las columnas en flexión biaxial cuando se analiza bajo excitación sísmica unidireccional.

Sin embargo, es necesario resaltar la dificultad que puede existir al realizar una estimación precisa de la sobretensión, ya que muchos factores que contribuyen a ella implican incertidumbres. Así mismo, la resistencia real de los materiales, los efectos de confinamiento, la contribución de elementos no estructurales y la participación de algunos elementos estructurales, como losas de hormigón armado, son factores que conducen a grandes incertidumbres (Humar y Ragozar, 1996). Concluyendo que, no todos los factores que contribuyen al exceso de fuerza son favorables.

Por otra parte, la sobrefuerza a la flexión en las vigas de los marcos resistentes al momento puede contribuir al colapso de las historias o la falla de corte frágil en las vigas. Los elementos no estructurales también pueden causar fallas de corte en columnas o fallas en pisos blandos (Park, 1996).

Además, el factor de sobretensión varía ampliamente según el período de la estructura, el nivel de intensidad del diseño, el sistema estructural y el nivel de ductilidad asumido en el diseño (revisar *Figura 2.34*).

Así como, la contribución de elementos no estructurales debería producir una mayor capacidad y, por lo tanto, una mayor sobrecarga. Y, si la sobretensión no se evalúa con precisión mediante un análisis inelástico, se puede utilizar un límite inferior.

#### *2.2.10.2.4. Energía histerética del sistema.*

Por sí solo, el parámetro de ductilidad que corresponde a la deformación máxima que no es una medida adecuada para una descripción del daño. Sin embargo, también es utilizada para la obtención de otros parámetros de respuesta estructural, como la ductilidad acumulativa y la disipación de energía histórica. Esta energía de entrada sísmica a un sistema estructural ( $E_I$ ) está equilibrada donde  $E_H$ ,  $E_K$ ,  $E_S$  y  $E$  son la energía histórica disipada no recuperable, la energía cinética, la energía de deformación elástica recuperable y la energía de amortiguación viscosa disipada, respectivamente. La energía histórica ( $E_H$  o  $E_H$ ) comprende los efectos acumulativos de ciclos repetidos de respuesta inelástica y generalmente se asocia con daño estructural. Si la respuesta de la estructura sigue siendo elástica,  $E_H$  será cero por definición.

Así mismo, Bozorgnia y Bertero (2003) proponen un modelo que utiliza índices de daños para cuantificar el rendimiento estructural y el límite de daños. Los índices de daños son expresiones matemáticas que se utilizan para predecir el fallo de una estructura o miembro estructural bajo un historial de carga dado. Haciendo referencia a que trabajar con índices de daños presenta algunas dificultades, como determinar las constantes de calibración para un miembro en particular y la complejidad computacional de algunos índices. Sin embargo, son perfectamente adecuados para una evaluación de desempeño

y constituyen una ayuda tremenda en la adaptación de decisiones y en el diseño basado en desempeño para nuevas estructuras.

Además, se ha propuesto una gran cantidad de índices de daños en la literatura. Los índices no acumulativos relacionan el estado del daño con las cantidades de respuesta instantánea y pico, tales como desplazamiento, ductilidad, rotación, deriva u otra cantidad física tales como la rigidez, y no tienen en cuenta los efectos de carga cíclica. Los índices acumulativos, por otro lado, incluyen parte o la totalidad del historial de carga para predecir la reducción de la capacidad debido a la carga repetitiva cíclica.

Dichos índices se calculan utilizando de forma acumulativa diversas medidas como energía, deformación total o plástica, o una combinación de estas. Un ejemplo de índice de daño no acumulativo es la relación de ductilidad de desplazamiento. El índice de daños de acuerdo a Bozorgnia y Bertero, que se utilizará más adelante en esta investigación, se formula de la siguiente manera:

$$DI = [(1-\alpha) (\mu - \mu_e) / (\mu_{mon} - 1)] + \alpha(EH / EH_{mon}).$$

En donde la ductilidad de desplazamiento exigida por el movimiento de tierra del terremoto =  $d_{max} / d_y$  y  $e = d_{elastic} / d_y$ , es decir porción elástica máxima de deformación dividida para la deformación de fluencia. Así como,  $EH_{mon}$  es la capacidad de energía histórica del sistema bajo deformación monotónicamente creciente, y el coeficiente empírico varía entre 0 1

$\mu_e = 1$  para comportamiento inelástico; mientras que  $\mu_e = \mu$  pertenece a la respuesta permanece elástica. Por lo que,  $EH = 0$ , entonces  $DI = 0$ .

Así mismo, se puede resaltar que bajo una deformación lateral que aumenta monotónicamente y si la demanda de desplazamiento  $d_{max}$  alcanza

la capacidad de desplazamiento  $d_{mon}$  (por ejemplo, una indicación de falla), se indica que  $DI = 1$ . De manera que, para una aproximación de primer orden del índice de daño en nuevas estructuras, Bozorgnia y Bertero (2003) recomiendan un valor de  $\mu_c = 0.3$ . Para esta investigación, se utiliza un modelo para evaluar la respuesta cíclica de los sistemas de un grado de libertad. Los sistemas disipan energía histéricamente solo cuando se alcanza la capacidad de rendimiento

Además, Teran-Gilmore & Jirsa (2005) expresan que la energía plástica puede ser interpretada físicamente por  $EH_\mu$  considerando que es igual al área total debajo de todos los bucles de histéresis que experimenta una estructura durante el movimiento del suelo. Sin embargo,  $EH_\mu$  proporciona una idea aproximada de la demanda acumulativa para las deformaciones plásticas. Con este parámetro de respuesta por sí solo no proporciona suficiente información para evaluar el desempeño estructural para que se exprese como Energía Histerética Normalizada. Para ello se plantea la siguiente expresión:

$$NEH = \frac{EH_\mu}{F_y d_y}; EH_\mu = (d_c - d_y)F_y = \left(\frac{d_c}{d_y} - 1\right) d_y F_y = (\mu_c - 1) d_y F_y$$

, donde  $d_c$  es el desplazamiento cíclico (rendimiento + desplazamiento plástico) y  $\mu_c = \frac{d_c}{d_y}$ , es la ductilidad cíclica. Por otra parte, la energía plástica normalizada es una medida directa de la amplitud del desplazamiento plástico:

$$NEH = \frac{EH_\mu}{F_y d_y} = \mu_c - 1$$

## **CAPÍTULO III. METODOLOGÍA DE ESTUDIO**

### **3.1. Selección y recopilación de datos**

La presente investigación aborda el estudio de Peligro Sísmico Probabilista referente a la ciudad de Guayaquil, Ecuador. El objetivo principal de la investigación es determinar el análisis de respuesta inelástica de sitio correspondiente a 53 sitios de carácter relevante para la ciudad de Guayaquil.

La base de datos utilizada para el presente estudio es proporcionada por la empresa ecuatoriana GeoEstudios cuyo contenido es el resultado de estudios previos realizados en el año 2005, 2006, 2014 y 2015. Para el desarrollo del análisis de respuesta de sitio se realizó la organización de la información más relevante presentada en los reportes. En donde cada sitio fue identificado de acuerdo a sus características geotécnicas, topográficas y geológicas del subsuelo correspondiente. Para un adecuado modelamiento del suelo se realizaron sondeos a través de perforaciones con penetración estándar. Así como, se presentaron ensayos de medición de velocidad de onda de corte y piezocono. Finalmente, mediante el método de Nakamura se pudieron obtener las mediciones del período elástico.

Los parámetros considerados en cuanto a períodos de retorno para la elaboración del análisis de respuesta inelástica de sitio fueron establecidos entre mínimo 43 años, 475, 1000 y siendo 2500 como máximo de años para el estudio del sitio. Cabe recalcar que el 5% corresponde al porcentaje de amortiguamiento crítico que representan los espectros de respuesta tanto elástica como inelástica.

Adicionalmente, el pertinente análisis cinemático para las cimentaciones profundas permite complementar el estudio reflejando los espectros estimados en la superficie. Así como, el perfil de los valores correspondientes a las deformaciones máximas presentadas en los

desplazamientos laterales. Para los 53 sitios fue necesario determinar el análisis no lineal de esfuerzos efectivos donde se mostró el potencial de licuación que poseen los suelos arenosos susceptibles.

### 3.2. Clasificación de los 53 sitios de interés en la ciudad de Guayaquil

Para cada uno de los sitios de estudio se cuenta con un registro sísmico en la superficie de los mismo donde se muestra las estaciones acelerográficas. El siguiente paso en el procedimiento es la calibración del modelamiento de manera que se pueda capturar y analizar el comportamiento dinámico fundamental de los mismos. A continuación, se enlistan los análisis de respuesta de los 53 sitios seleccionados para el desarrollo del presente estudio descritas en la *Tabla 3.1* a continuación:

*Tabla 3.1.*

Clasificación de los 53 sitios de estudio en Guayaquil

<b>Zona</b>	<b>ID de Sitio</b>	<b>UTM_E</b>	<b>UTM_N</b>
<b>D1</b>			
	D1-1	623531	9757813
	D1-2	624451	9757902
	D1-3	624071	9757345
	D1-4	624052	9747366
	D1-5	624191	9747371
	214ECU	622446	9752546
	213ECU	623422	9751961

Swissotel Downtown	624656	9757957
Planta tratamiento Esclusas	626270	9748713
Línea Imp. Sur 1	624746	9751155
Línea Imp. Sur 2	625331	9749909
Estación bomb. Pradera	623970	9752282
<b>D2</b>		
D2-1	622072	9747600
D2-2	622353	9747635
212ECU	622525	9749122
Zofragua	622855	9748310
<b>D3</b>		
D3a-1	620525	9760314
D3a-2	622326	9760067
D3a-3	622436	9759775
D3a-4	622420	9759807
D3b-1	619589	9750966
D3b-2	615039	9757235
D3b-3	615031	9757315
209ECU	622344	9759538
218ECU	623428	9762677

---

221ECU	619673	9761009
210ECU	614812	9757106
216ECU	622524	9756795
211ECU	619499	9751333
Edif. Murano	622615	9760745
Edif. Gub. Fco. Orellana	622501	9761104
Hospital Abel Gilbert	618955	9755413
Pantano Seco	616114	9755980
Hospital IEES Sur	622469	9753277
Aerovía sitio G1	623531	9757958

---

**D4**

---

D4-1	620902	9767305
D4-2	624059	9759400
D4-3	623728	9759556
219ECU	622872	9769264
217ECU	624101	9762145
Paso Elevado Fco. Orellana	621498	9764235
Estación bomb. Progreso	624760	9760389
Edificio The Point	624944	9759184
Planta tratamiento Merinos	624410	9765440
Estación CICG	622559	9762432

---

<b>D5</b>		
D5-1	619461	9761712
D5-2	619475	9761761
D5-3	619497	9761734
D5-4	616919	9765682
220ECU	618246	9765721
222ECU	618361	9763895
Monte Sinaí	611029	9764933
<b>D6</b>		
215ECU	618367	9758127

### **3.3. Software empleado para el análisis de respuesta de sitio**

Una vez determinados los sitios de interés para el estudio como primera instancia de análisis, se utilizó el algoritmo de DEEPSOIL como software para el análisis no lineal y los EQL conocidos como equivalentes lineales. De la misma forma, a través del modelo constitutivo general cuadrático se consiguió controlar la resistencia al corte de los materiales, método que benefició al mejoramiento de un modelo no lineal para los geo-materiales.

Para la carga y descarga histerética se empleó la formulación *Non-Masing Re/Unloading*. Por otro parte, se consideró el procedimiento mejorado de MRDF-UIUC para determinar el ajuste de las curvas dinámicas. Así mismo, estas curvas presentes en los materiales friccionantes fueron análisis para valorar el nivel de modificación y simular el efecto de cimentación existente en las arcillas de Guayaquil.

Es importante mencionar que estos análisis se realizaron tanto para los espectros estimados en la superficie como para los valores de deformaciones máximas con sus desplazamientos laterales a través de un análisis de las cimentaciones profundas. Existió la necesidad de realizar un estudio adicional para determinar el análisis no lineal para los términos de esfuerzo efectivos, con ello se estableció de manera cuantitativa el potencial de licuación que presentan los suelos arenosos susceptible a licuefacción.

En la presente investigación se considera la calibración para cada evento sísmico de los sitios de interés a través del registro de las estaciones acelerográficas en la superficie de los mismos. Se capturó el comportamiento dinámico fundamental por medio de la calibración del modelamiento. De esta manera, se consigue estimar que la excitación sísmica generada en la base rocosa se propaga hacia la superficie del modelo obteniendo así la estimación de la respuesta en superficie. Esta respuesta real registrada durante el mencionado evento fue obtenida en el software STRATA, una vez que se realizó la deconvolución de los sitios. Cabe resaltar que los análisis de respuesta de sitio se realizaron de manera individual tomando en consideración la selección de sismos provenientes de fuentes cercanas específicamente por dos fuentes sísmicas en la ciudad de Guayaquil.

Para efectos de complementar este análisis de respuesta en los 53 sitios de Guayaquil, se empleó el software interactivo BISPEC, que simplifica el proceso de registro de diversos tipos de análisis espectrales lineales y no lineales correspondientes a sistemas de un grado de libertad. De tal manera que, calcular el espectro de respuesta de aceleración elástica para un movimiento de suelo puede realizarse a partir de la amortiguación estructural de un sistema de un grado de libertad, el período natural de vibración existente y la aceleración máxima que posee un movimiento de sitio.

Así mismo, a través de acelerogramas en los análisis equivalentes lineales de la superficie se obtuvieron los parámetros y espectros inelásticos no lineales para cada uno de los sitios mencionados anteriormente, se logró comprender cuál es el efecto que ejerce la acción sísmica en el análisis de las estructuras de distintos tamaños y formas. Estos análisis espectrales de carácter unidireccional corresponden a un modelo con valores de ductilidad constante entre 1 a 6 y calificado de tipo no lineal bilineal.

Al hacer referencia a los cálculos de espectro no lineales dentro del software BISPEC, se necesita acotar que el comportamiento de un espectro lineal para sistemas de un grado de libertad se comporta de una forma no lineal con otros modelos histeréticos. Existen diversos métodos para la selección del límite elástico de los sistemas de un grado de libertad que dan como resultado varios tipos de espectros no lineales. Entre ellos se pueden mencionar la ductilidad y los espectros de fuerza constante. Para la obtener como resultado un sistema constante independiente del período natural es necesario que cuando se tenga un espectro de fuerza constante, la fuerza del sistema también lo sea es decir que pueda tratarse de una fuerza absoluta o relativa para una respuesta o espectro elástico. Estos dos análisis nos conducen a variaciones en los espectros R constantes del análisis de respuesta de sitio.

Cuando se menciona la demanda lineal se puede referir a un espectro lineal que forma parte del mismo terremoto o algún otro espectro lineal idealizado; es decir, que corresponda a un espectro referente al diseño. Por otra parte, cuando se calcula el espectro de ductilidad constante se tiene como resultado principal, la demanda de ductilidad que representa bajo el movimiento del sitio analizado.

Finalmente, el software BISPEC se tiene que el modelo de Borzorgnia y Bertero (2003) respecto al daño acumulado de sitio proporciona como resultado principal el espectro de daño constante. A su vez, se resuelve la

interrogante del límite elástico otorgando como resultado un valor objetivo para un índice de daño que posee el movimiento de tierra y las ondas en el sitio.

### **3.4. Parámetros de la Norma de Construcción Ecuatoriana**

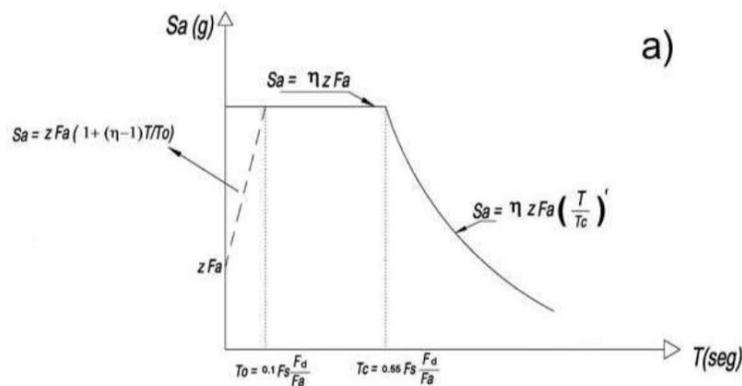
Tras de un período aproximado de 10 años, en el año 2011 se consigue la actualización de la Norma de Construcción Ecuatoriana (NEC) del Código Ecuatoriano de Construcción. Esta normativa presenta el proceso de selección de los parámetros a cumplirse respecto al diseño estructural de acuerdo a los diferentes grados de riesgos sísmicos.

Los parámetros de la Norma de Construcción Ecuatoriana utilizados para definir esta clasificación especifican que existen seis tipos de perfiles de suelo. Entre ellos se tiene la calificación para los suelos tipo A superiores a a los 30 metros de perfil (subsuelo con  $V_{s30} \geq 1500m/s$ ) a E correspondiente a (subsuelo con  $V_{s30} < 180 m/s$ ). Por otra parte, para los suelos tipo F se requiere un procedimiento de prueba especial para definir cuáles son los parámetros de diseño. Cabe mencionar que los suelos tipo F son parecidos a los depósitos de estuarios deltaicos que se encuentran Guayaquil.

Así mismo, cuando se hace referencia a los espectros de respuesta inelástica es cuando el comportamiento no lineal es exhibido por el oscilador de un grado de libertad. En otras palabras, la estructura podría experimentar deformaciones en un rango plástico debido a la acción provocada por el terremoto. Los espectros de respuesta inelástica son importantes al momento de realizar un diseño sismo resistente debido a que gran parte de las construcciones se diseñan en campo plástico. Se tiene como ejemplo, los espectros de ductilidad se componen por la relación que existe entre el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo.

Dichos espectros representan una ductilidad que es identificada en un terremoto debido a que el período de vibración que posee un sitio, se grafica

en la *Figura 3.1* para diferentes niveles de resistencia. Además, los desplazamientos de fluencia y los espectros de aceleración para los sistemas inelásticos son construidos para comparar e identificar los niveles de ductilidad y los tipos de comportamiento histerético que presenta un sitio.



*Figura 3.1.* Representaciones esquemáticas de los espectros de diseño elástico de aceleración y desplazamiento de Norma Ecuatoriana de Construcción.

Es necesario recordar que los espectros de respuesta elástica de desplazamiento y aceleración son expresados para distintos niveles de riesgos sísmicos “Z”. Este valor de nivel sísmico “Z” representa la aceleración máxima que puede existir al momento de analizar la respuesta elástica o inelástica de un sitio, este valor es expresado en términos de aceleración (g)

El valor del coeficiente  $F_a$  es representado por la expresión  $PGA_{soil} / PGA_{rock}$  equivalente al factor de amplificación del sitio para ello se tiene en cuenta los efectos del sitio, para este caso la respuesta dinámica inelástica del sitio.

Vera-Grunauer (2014) expone el coeficiente de amplificación para el coeficiente de  $F_a$  de acuerdo a la condición de sitio en la siguiente *Tabla 3.2*:

Tabla

3.2:

Variación de  $F_a$  con  $Z$  y condición del sitio. (Vera-Grunauer, 2014)

Condición del sitio	Valor $Z$ zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		Ver nota					

Nota: La investigación geotécnica específica del sitio y los análisis de respuesta dinámica del sitio son muy recomendables para estas condiciones. Existen seis tipos de suelos F, que son enlistados a continuación:

$F_1$ : Corresponde a sitios susceptibles de sufrir fallas en el suelo debido a niveles potenciales de inestabilidad del suelo o la presencia significativa de suelos licuables, suelos sensibles, suelos dispersivos o suelos cementados débiles.

$F_2$ : Altos o muy altamente orgánicos y / o suelos turbosos ( $H > 3 m$ )

$F_3$ : Arcillas de muy alta plasticidad ( $H_{clay} > 30 m$  con  $PI > 75\%$ )

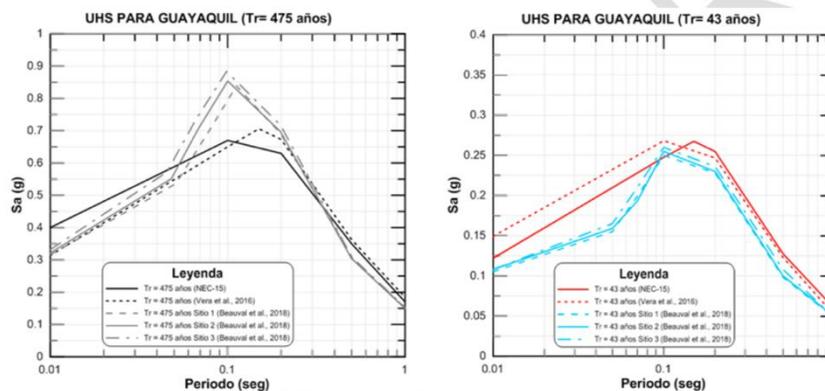
$F_4$ : Arcillas muy profundas, suaves o medianas ( $H > 30 m$ )

$F_5$ : Contraste de alta impedancia dentro de los 30 m, incluidos los contactos de suelo blando / roca y variaciones de alta velocidad de corte

$F_6$ : Relleno de tierra sin supervisión técnica

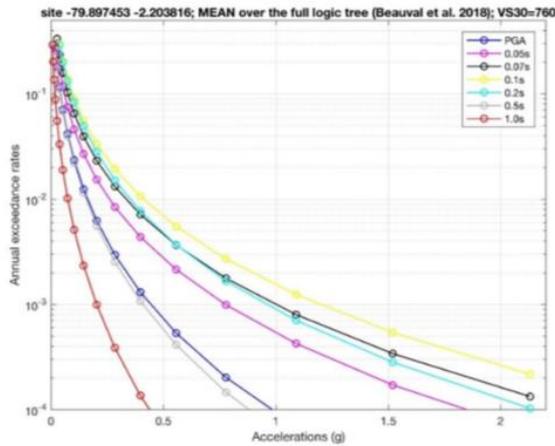
Es importante mencionar que los valores pertenecientes al coeficiente  $F_d$  son aquellos que modifica los períodos de control del espectro. Por otro lado, el coeficiente  $F_s$  expresa el comportamiento no lineal que tienen los suelos, así como también muestran los desplazamientos relativos del suelo para los espectros y la aceleración. Finalmente, con el coeficiente  $F_s$  puede establecerse la degradación en el sitio utilizando la frecuencia de la carga sísmica y el contenido de intensidad.

Para la presente investigación, se ha seleccionado el espectro de peligro uniforme (UHS) que expone la publicación de Beauval et al. (2018) como el método idóneo para el análisis de respuesta de sitio ya que este parámetro es considerado como el más preciso para las zonas de estudio (Ver *Figura 3.2*).



*Figura 3.2.* Comparación entre los espectros de peligro uniforme. Se considera para el primer caso (izq) un periodo de retorno de 475 años y para el segundo caso un tiempo de 43 años (der.). Vera-Grunauer et al. (2016)

El espectro de peligro uniforme que tiene la ciudad Guayaquil ha sido el resultado de un estudio sobre las curvas de peligro sísmico, en ellas se ha considera que el estrato rocoso tiene una  $V_s$  de 760 m/s. A continuación, en la *Figura 3.3* se puede observar el comportamiento de dichas curvas de peligro sísmico.

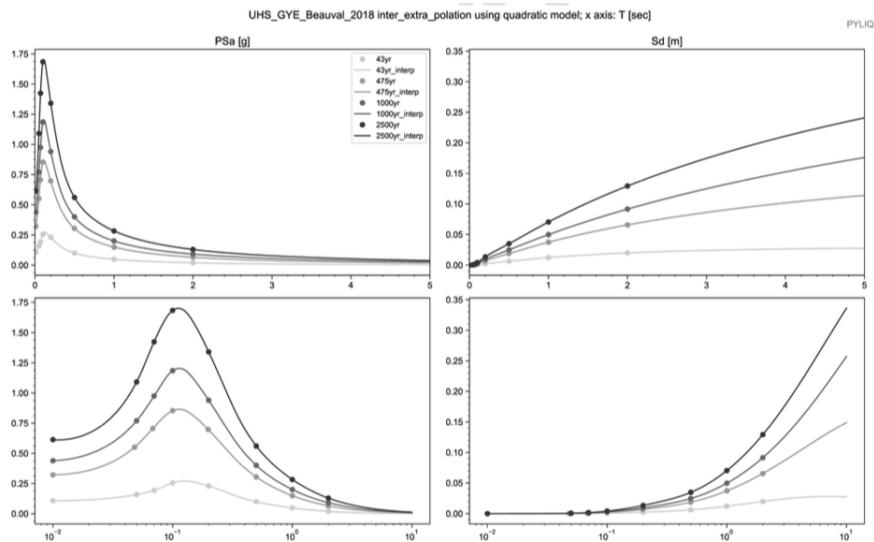


*Figura 3.3.* Diagrama de curvas de peligro sísmico en la ciudad de Guayaquil con un estrato rocoso tiene una  $V_s$  de 760 m/s (Beauval et al.,2018).

De la misma manera, para conseguir la expresión final del espectro de peligro uniforme mediante el análisis de las curvas de peligro se necesita realizar los siguientes pasos: En primer lugar, obtener los valores de aceleraciones espectrales que correspondan a los distintos períodos estructurales y tiempos de retorno como son 43 años, 475 años, 1000 años y 2500 años ilustrado en la *Figura 3.4*.

De la misma manera, con la finalidad de lograr que las curvas tengan un ajuste ideal a través de los valores resultantes que se presenten en las curvas de peligro sísmico permitiendo elaborar un escalamiento de los sismos de la manera adecuada. Adicional a ello, se tienen los algoritmos de extrapolación e interpolación de manera que el espectro tenga una mejor

continuidad. Además, se efectuó una inspección que ayude a corroborar la correspondencia que pudiera existir entre los puntos extraídos de las curvas y los modelos interpolados. Para finalizar, el modelo del espectro de peligro uniforme interpolado con un período de retorno de 475 años.



*Figura 3.4.* Períodos de retorno: 43 años, 475 años, 1000 años y 2500 años. Los puntos representan los valores que son extraídos de las curvas de peligro sísmico. Dichas curvas son dadas a partir de la interpolación y extrapolación de los datos.

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el modelo de perfil del suelo para los registros sísmicos de entrada pertenece a una condición de afloramiento rocoso. Para ello, se utilizan los registros correspondientes a las aceleraciones en afloramiento rocoso según un perfil tipo B, que a su vez logre representar las condiciones sismológicas del sitio.

Para este estudio, el espectro elástico de aceleraciones es tomado como referencia para la obtención del espectro inelástico de respuesta de sitio de acuerdo con lo estipulado en la norma. En ella se indica que deben seleccionar siete registros de aceleraciones como cantidad mínima que sean con la distancia esperada para el sitio y magnitudes de momentos sísmicos.

Estos parámetros deben ser escalados de manera que los registros tengan una mediana que se pueda aproximar al rango de período de interés para el análisis del sitio con respecto al espectro inelástico en la roca de tipo A o B.

Entonces, el espectro de respuesta inelástica en el suelo es definido por la superficie de la roca por debajo del depósito del suelo. Así mismo, se puede considerar la excitación sísmica de entrada como un efecto de la condición de la frontera.

### **3.5. Análisis de respuesta dinámica de sitio (ARS)**

Las características que posee el subsuelo de un determinado sitio de estudio y las condiciones que en este influyen directamente en el espectro de respuesta ante la excitación sísmica que produce. Por lo cual, es indispensable considerar que al momento de estimar los niveles de aceleraciones que se producen en el suelo. Se necesita determinar el nivel de amenaza que son de utilidad para el análisis y el diseño estructural del sitio.

A través de un análisis de respuesta de sitio se consigue estimar el efecto local del sitio, el mismo que compromete a la propagación de las ondas sísmicas desde el afloramiento rocoso a través de las capas de suelo que están superpuestas hasta la superficie. Con los análisis de respuesta de sitio se obtienen también, registros de aceleración- tiempo, factores de amplificación espectral y aceleración superficial. Dichos resultados se basan en la respuesta dinámica obtenida por las condiciones locales del subsuelo en el sitio.

#### **3.5.1. Procedimiento de análisis de respuesta de sitio.**

El procedimiento para un análisis de respuesta de sitio las siguientes fases: en primer lugar, es necesario recopilar los datos y llevarlos a un formato permitido para programas informáticos. Seguido de esto, se procede a ejecutar

los softwares permitidos para el análisis de datos y finalmente, se interpretan y exponen los resultados obtenidos.

Es necesario para el análisis de respuesta de sitio constar con varios datos de entrada. Dichos datos se dividen en cuatro categorías: las propiedades dinámicas del suelo, el movimiento sísmico de entrada, la configuración topográfica y geológica. Y como última característica, el método de análisis o los parámetros para controlar el flujo del software informático.

Una vez alcanzados los datos de la perforación, es necesario que el modelado propuesto en la configuración topográfica divida el perfil en capas que dispongan de propiedades mecánicas similares. De esta manera, los registros de perforación se puedan usar. Mientras que los límites laterales y las condiciones de contorno como parte del proceso se establezca el análisis multidimensional.

Por otra parte, para el modelamiento del perfil es necesario que el suelo se encuentre clasificado en arena o arcilla, siendo necesario especificar las condiciones de deposición y la edad geológica dicho suelo. Así mismo, a través del método de análisis, las subdivisiones de capa son obtenidas. Estas capas subdivididas no necesariamente presentan las mismas propiedades mecánicas y de ello si dependerá el índice de plasticidad y la presión efectiva de confinamiento.

Tanto la resistencia como el módulo de corte se ven afectados por la profundidad, debido a que esta propiedad los hace cambiar constantemente. Esta restricción incita a que no puedan ser manejadas a través de un software. Inicialmente se deben obtener las propiedades mecánicas del suelo, dichas propiedades se consiguen a través de los ensayos directos. Como método más común se encuentra el ensayo de penetración estándar, cabe resaltar que

los resultados de esta exploración deben complementarse con ensayo de laboratorio.

El módulo elástico y velocidad de onda del suelo se puede estimar al medirlo en el sitio o utilizar ecuaciones empíricas basadas en otras mediciones de campo. De la misma forma, se cuenta con varias ecuaciones empíricas para obtener la velocidad de onda de corte. Dependiendo de cada ecuación empírica, se puede determinar si es pertinente utilizar los parámetros adicionales como lo son el esfuerzo de confinamiento efectivo y la relación de vacíos. Así mismo, el módulo elástico es evaluado a partir de la densidad y la velocidad de onda de corte.

Existen también dos métodos para obtener los parámetros no lineales del suelo. Mediante el primer método, las pruebas de laboratorio son obtenidas de manera directa a través de las muestras inalteradas tomadas en sitio. Seguido de esto, pueden obtenerse mediante ecuaciones empíricas. Sin embargo, la clasificación del suelo puede requerir otros parámetros tales como el contenido de finos y el índice de plasticidad.

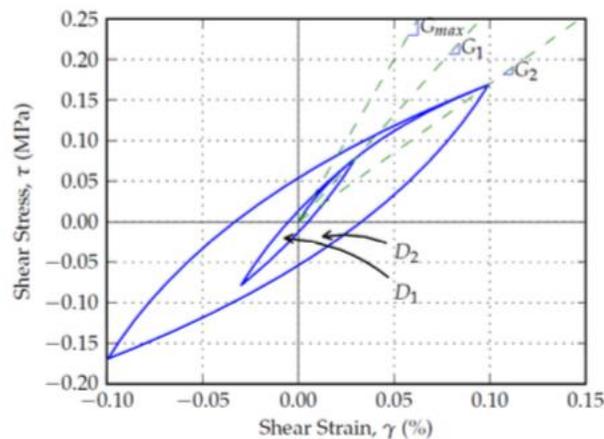
Es necesario establecer un comportamiento de esfuerzo-deformación para los diversos geo-materiales que fueron utilizados en el análisis y asignar características de amortiguamiento. En el presente estudio, se utilizarán para el análisis los últimos datos de entrada de los registros sísmicos. Una vez seleccionado todos estos datos, se puede ejecutar el análisis de respuesta sísmica de sitio, evaluando los resultados obtenidos a lo largo de la columna de suelo modelada.

#### ***3.5.1.1 Aplicación del análisis de respuesta de sitio equivalente – lineal.***

Este método de análisis utiliza la propagación de onda unidimensional, lineal-elástica a través de medios estratificados para modelar la respuesta

dinámica del depósito del suelo. El método incorpora la no linealidad del suelo mediante el uso de propiedades del suelo compatibles con la deformación para cada capa de suelo.

La respuesta típica del esfuerzo de corte no lineal ( $\tau$ ) frente a la deformación por corte ( $\gamma$ ) del suelo bajo carga cíclica da como resultado una curva histerética. La curva histerética para un nivel dado de deformación por corte puede caracterizarse por un módulo de corte secante ( $G$ ) y una razón de amortiguamiento ( $D$ ) que está relacionada con el tamaño de la histéresis como se muestra en la *Figura 3.5* a continuación:



*Figura 3.5.* Respuesta no lineal típica de esfuerzo de corte vs. deformación de corte de un suelo bajo cargas cíclicas (Albert Richard Kottke, 2010).

Por otro lado, a medida que aumenta la deformación por corte,  $G$  disminuye y  $D$  aumenta. Las variaciones del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento con la deformación por corte se prescriben mediante curvas de reducción de módulo ( $G=G_{max}$ ) y de amortiguamiento ( $D$ ) ilustrado en la *Figura 3.6*. Así mismo,  $G_{max}$  es el módulo de corte en las deformaciones

pequeñas.  $G_{max}$  puede estar relacionado con la velocidad de onda cortante ( $V_s$ ) a través de la densidad ( $\rho$ ) del suelo ( $G_{max} = \rho V_s^2$ ).

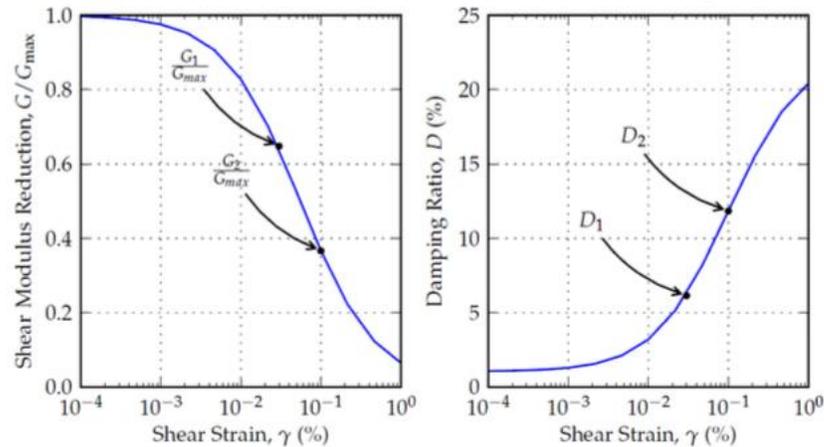


Figura 3.6. Curvas de reducción de módulo de corte y amortiguamiento que caracterizan la respuesta no lineal del suelo (Albert Richard Kottke, 2010).

### 3.5.1.2. Aplicación del método de Nakamura

El método de Nakamura, es una técnica que fue aplicada por primera vez en el año 1970 por Nogoshi e Igarashi y popularizada por Nakamura en el año 1989 luego de su publicación. La misma consiste en estimar el efecto de sitio en base al periodo elástico, usando la relación espectral de la componente horizontal y vertical de microtremores registrados en superficie con un sensor de tres componentes.

Según Nakamura (1989), el método que actualmente lleva su nombre se basa en que los microtremores poseen dos componentes (horizontal y vertical) tanto en superficie como en la base de la capa sedimentaria. Asimismo, la frecuencia de vibración del suelo sufre fluctuaciones que varían de acuerdo al origen de las vibraciones que se generen alrededor del punto de medición. En otras palabras, las vibraciones provenientes de fuentes artificiales pueden ser consideradas como ruido desde el punto de vista de

estimar las características dinámicas de las capas superficiales a partir de microtemores, ya que en su mayoría poseen movimiento en dirección vertical y tienden a inducir ondas Rayleigh (Nakamura, 1989).

### **3.5.2. Curvas normalizadas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento dependientes de la deformación.**

Las curvas dinámicas para materiales friccionantes se generaron a partir del modelo de Menq (2003), el cual posee como parámetros de entrada el coeficiente de uniformidad  $C_u$ , el coeficiente de presión lateral ( $K_0$ ), el número de ciclos de carga ( $N$ ) y el diámetro de partícula 50% pasante ( $D_{50}$ ).

La generación de las curvas dinámicas para los geomateriales finos se realizó en base al modelo propuesto por Darendeli (2001). Este modelo requiere como parámetros de entrada el índice de plasticidad (IP), la relación de sobre consolidación (OCR), el número de ciclos de carga ( $N$ ) y la frecuencia ( $f$ ).

Es de suma importancia recalcar que para el cálculo de las curvas dinámicas usando el método propuesto por Darendeli (2001) para todos los ARS realizados en la ciudad de Guayaquil se empleó un ajuste paramétrico en la formulación de las mismas logrando a partir del mismo simular el efecto de cementación de las arcillas de Guayaquil (cementación por pirita, Vera Grunauer, 2014). Esta calibración por efectos de cementación es aplicable únicamente a suelos arcillosos y a limos de alta plasticidad.

Para los materiales finos a esfuerzos de confinamiento considerablemente altos se prefirió utilizar los modelos SimSoil cemented clays (Pestana & Salvati, 2006) obtenidos para esfuerzos  $\sigma'_m$  de 3 y 5 atm. y utilizados por Vera-Grunauer et al. (2014) cuyas curvas dinámicas se presentan a continuación en la *Figura 3.7*:

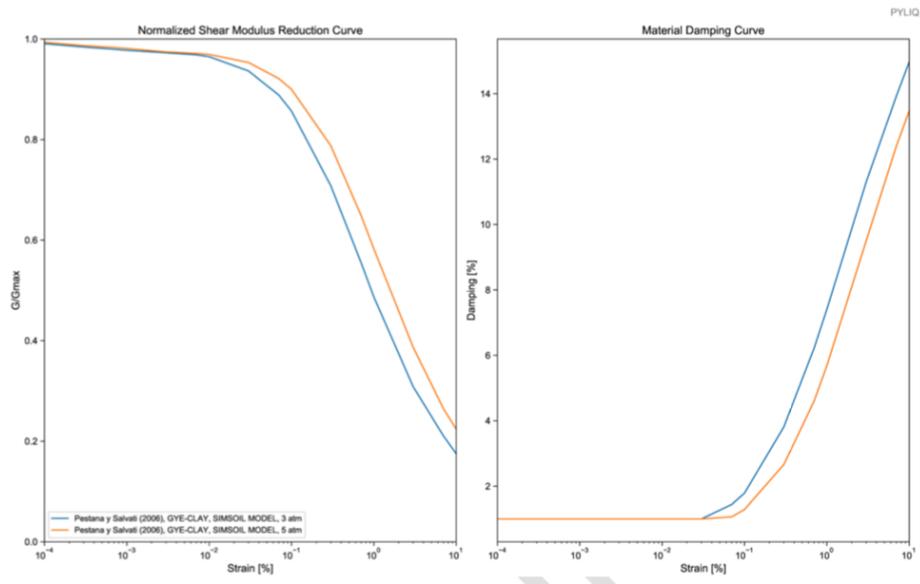


Figura 3.7. Curvas dinámicas modelo SimSoil (Pestana & Salvati, 2006) cemented clays obtenidas para esfuerzos  $\sigma'_m$  de 3 y 5 atm presentadas por Vera-Grunauer et al. (2014).

### 3.5.2.1. Consideraciones específicas para los análisis de tipo no lineal (NL)

Se empleó para las curvas dinámicas de los geomateriales el ajuste mejorado propuesto por (Phillips, 2013) para obtener el mejor ajuste posible con la curva de amortiguamiento objetivo; tal procedimiento se encuentra implementado en el software DEEPSOIL y el procedimiento en general se denomina MRDF-UIUC para la solución de Phillips.

Adicionalmente, en los análisis de tipo NL (No Lineales) se consideró el modelo constitutivo General Cuadrático (GQ/H) (Groholski et al., 2016) para definir la curva esqueleto (backbone curve) esfuerzo-deformación inicial.

### 3.5.3. Estimación de la profundidad y velocidad de onda de corte del semi-espacio

Para los análisis fue necesario definir la profundidad del semi-espacio a partir de los resultados de los ensayos de NAKAMURA (Te) y MASW\_MAM

(Vs) de acuerdo a distintos métodos, incluyendo el presentado en el documento de la MICRO-GYE a partir del periodo elástico del sitio (Vera-Grunauer et al., 2014), el cual se lo presenta actualizado al presente año en la

Teniendo en cuenta la estimación del periodo elástico del subsuelo a partir del método de Nakamura y otras consideraciones como el carácter geotécnico y geológico de los sitios se procedió a definir la profundidad y la velocidad de onda de corte adoptada para el semi-espacio siguiendo en casi todos los sitios la siguiente regla general propuesta por Vera-Grunauer et al. (2014):

#### **3.5.4. Selección sísmica de entrada en afloramiento rocoso de acuerdo a la NEC-15.**

Siguiendo las normativas locales (NEC-15), y utilizando los espectros de peligro uniforme considerados en la investigación de Beauval et al. (2018), se llevó a cabo el escalamiento de 22 registros sísmicos (pares de componentes horizontales de 11 eventos) de eventos de fuente lejana (FF/FL), y 12 registros de eventos sísmicos de fuente cercana (NF/FC) (pares de componentes horizontales de 6 eventos). Dicha selección sísmica está conformada por eventos sísmicos que han sido registrados en otros lugares del mundo (California, Taiwán, México, Japón, Chile, etc), en donde se consiguen condiciones geológicas y tectónicas similares a las del contexto del litoral ecuatoriano. Cabe mencionar que para los sismos de fuente lejana se consideró que su sismo génesis fuera la misma (Megathrust), y que dentro de dicha agrupación de eventos sísmicos ha sido incluido el sismo de Pedernales del 16 de abril de 2016.

#### **3.5.4.1. Movimientos sísmicos de subducción correspondientes a eventos de fuente lejana**

Los sismos empleados para los análisis de efectos por fuente lejana, incluyen un total de 11 pares de registros horizontales de 11 eventos sísmicos, en donde los movimientos sísmicos pertenecieran a terremotos de subducción o Megathrust. Las magnitudes de los registros están comprendidas desde 7.8 hasta 9.0 y las distancias epicentrales están desde 82 hasta 300 Km.

Dentro de la base de datos como bien ya se mencionó, está incluido el sismo de Pedernales del 16 de abril de 2016, este fue registrado en la estación de Transeléctrica Pascuales perteneciente al Instituto Geofísico Nacional, el que se ubica en la formación geológica Piñón, y posteriormente dichos registros fueron escalados por métodos lineales para simular las condiciones de la Formación Cayo, que es la roca de basamento de la zona de estudio.

Cabe resaltar, que durante el sismo del 16 de abril se contaba con un acelerógrafo en un afloramiento de la formación Cayo, correspondiente a la estación de la Universidad Santiago de Guayaquil (UCSG), pero debido a fallos de energía en el acelerógrafo durante el sismo, no se logró obtener el registro tiempo historia completo. Es así que en base al registro parcial de esta estación se realizó un escalamiento en el registro de la estación AGYE obteniendo un espectro modificado representativo de la formación Cayo.

Para los análisis elásticos e inelásticos realizados en la presente investigación, se utilizó un conjunto de doce señales sísmicas de fuente cercana (ver *Tabla 3.3*) y veintidós señales sísmicas de fuente lejana (ver *Tabla 3.4*). A continuación, se detalla la procedencia de dichas señales, los eventos sísmicos a los cuales corresponden, su ubicación y el mecanismo de ruptura mediante el cual se originaron. Cabe recalcar, que la denominación “fuente lejana” hace alusión a mecanismos de subducción, mientras que “fuente cercana” hace alusión a fallas corticales.

Tabla 3.3:

Conjunto de señales sísmicas de fuente cercana (NF)

#	Nombre del archivo	Nombre, Momento	Tpulse (sec)	EQ		Base de datos	Estación		
				Mecanismo de ruptura	Latitud, Longitud, Profundidad		Nombre	Sitio de clase NEHRP	Rrup (km)
1	RSN33_PARKF_TMB205	1966 Parkfield, California Mw: 6.2	-	Falla de cizalladura	Lat: 36.0, Long: -120.5 Prof: 10 km	Temblor pre-1969	C	15.96	
2	RSN33_PARKF_TMB295								
3	RSN150_COYOTELK_G06230	1979 Coyote Lake, California Mw: 5,7	1.232	Falla de cizalladura	Lat: 37.08, Long: -121.5 Prof: 9.6 km	Gilroy Array #6	C	3.11	
4	RSN150_COYOTELK_G06320								
5	RSN763_LOMAP_GIL067					PEER NGA-West2 Ground motion database <a href="https://ngawest2.berkeley.edu/">https://ngawest2.berkeley.edu/</a>	Gilroy - Gavilan Coll.	B	9.96
6	RSN763_LOMAP_GIL337	1989 Loma Pietra, California Mw: 6.9	-	Falla inversa	Lat: 37.04, Long: -121.88 Prof: 17.5 km				
7	RSN765_LOMAP_G01000					Luceme	B	9.64	
8	RSN765_LOMAP_G01090								
9	RSN879_LANDERS_LCN260		5.124	Falla de cizalladura		Luceme	B	2.19	
10	RSN879_LANDERS_LCN345	1992 Landers, California Mw: 7.3			Lat: 34.20, Long: -116.44 Prof: 7 km				
11	RSN1521_CHICHI_TCU089-E	1999 Chi-Chi, Taiwan	-	Falla inversa		TCU089	C	9.00	
12	RSN1521_CHICHI_TCU089-N	Mw: 7.6			Lat: 23.86, Long: 120.80 Prof: 6.8 km				

Tabla 3.4:

Conjunto de señales sísmicas de fuente lejana (FF)

#	Nombre del archivo	EQ	Network	Estación				
				Nombre	Sitio de clase Idini et al. (2017) NEHRP	Repi (km)		
1	20140401-234645-MNMCX-HLE			MNMCX	sl	A o B	146.28	
2	20140401-234645-MNMCX-HLN							
3	20140401-234645-PB08-HLE							
4	20140401-234645-PB08-HLN	2014 Iquique, Chile Mw: 8.2	Lat: -19.57, Long: -70.91 Prof: 38.9 km	Centro sismológico Nacional (CSN), Universidad de Chile <a href="http://www.csn.uchile.cl/">http://www.csn.uchile.cl/</a>	PB08	sl	A o B	194.28
5	20140401-234645-PB12-HLE				PB12	sl	A o B	122.34
6	20140401-234645-PB12-HLN							
7	20140401-234645-PSGCX-HLE				PSGCX	sl	A	82.41
8	20140401-234645-PSGCX-HLN							
9	20150916-225428-MT01-HNE	2015 Illapel, Chile Mw: 8.3	Lat: -31.55, Long: -71.86 Prof: 11.0km		MT01	sl	B	266.50
10	20150916-225428-MT01-HNN							
11	MEX1985PAPN8509_H1			Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM	PAPN	-	A o B	218.00
12	MEX1985PAPN8509_H2	1985 Mexico City, Mexico Mw: 8.0	Lat: 18.08, Long: -102.94, Prof: 15.0 km					
13	MEX1985PARS8509_H1			<a href="http://aplicaciones.ingen.unam">http://aplicaciones.ingen.unam</a>	PARS	-	A o B	300.00
14	MEX1985PARS8509_H2							
15	MYG0031103111446_EW			Network Center of Earthquake, Tsunami and Volcano, NIED <a href="http://www.kyos.hin.bosai.go.jp/">http://www.kyos.hin.bosai.go.jp/</a>	MYG003	-	A	152.00
16	MYG0031103111446_NS							
17	MYG0041103111446_EW	2011 Tohoku, Japan Mw: 9.0	Lat: 38.10, Long: 142.86 Prof: 24.0 km		MYG004	-	A	175.00
18	MYG0041103111446_NS							
19	MYG0011103111446_EW				MYG011	-	A	121.00
20	MYG0011103111446_NS							
21	UCSG_16_04_16_Mw=7.8_EW_FF	2016 Muisne, Ecuador Mw: 7.8	Lat: 0.38, Long: -79.92, Prof: 20.6km		UCSG	-	B	283.89
22	UCSG_16_04_16_Mw=7.8_NS_FF							

### 3.5.5. Sitio de estudio (ERU/S216) Estadio Ramón Unamuno.

El procedimiento detallado para el presente sitio es representativo del que se siguió para los demás sitios. Además, se trata de un sitio donde se disponía de registros sísmicos en superficie por lo cual se procedió a calibrar el modelamiento del mismo de tal manera que se capture su comportamiento dinámico fundamental.

Estas propiedades fueron definidas en base a los resultados de la caracterización geotécnica del sitio y son todas propiedades de entrada necesarias para el correcto modelamiento mecánico de la columna de suelo. En el caso de los materiales friccionantes, la resistencia al corte se obtuvo con la siguiente fórmula:  $\tau = \sigma' \tan \phi'$  en donde el ángulo de fricción efectivo se estimó a partir del número de golpes se ajusta bastante bien a las estimaciones de  $S_u$  con el sondeo CPTu y a correlaciones en base al N60.

En cuanto a los valores adoptados para la velocidad de onda de corte, se usó las estimaciones de los ensayos geofísicos hasta la profundidad donde estaban disponibles, y por debajo hasta el semi espacio, se usaron como referencia las correlaciones de  $V_s$  de arcillas blandas, duras y arenas densas presentadas por Vera-Grunauer et al. (2014). En aquellas ecuaciones,  $V_s$ : es la velocidad de onda de corte (m/s);  $\sigma'_m$ : es el esfuerzo medio de confinamiento;  $P_a$ : son depósitos aluviales del área norte de la ciudad de Guayaquil), entonces  $F_s$  sería alrededor de 1.35.

Se esperará un factor de amplificación de sitio similar para la zona geotécnica D4 (depósitos aluviales). El procedimiento considera el efecto del contenido de frecuencia e intensidad del movimiento de tierra de entrada en el valor resultante de la vibración del sitio (por ejemplo, comportamiento cíclico no lineal) para estimar la respuesta dinámica del sitio. Conceptualmente, este procedimiento es similar al procedimiento que se propondrá para Guayaquil más adelante en este capítulo.

Finalmente, el procedimiento utilizado en este estudio resalta que Tena et al. (2009) también considera la influencia de los períodos elásticos ( $T_s$ ) e inelásticos del sitio (usando  $T_s$  y  $1 / FT_{nl}$ ).  $FT_{nl}$  expresa el desplazamiento del período del sitio que depende del nivel de agitación y es igual a la unidad para las deformaciones elásticas lineales.

### **3.6. Estimación de parámetros de la demanda inelástico en BISPEC**

En la última sección de este capítulo, se muestra el proceso llevado a cabo para determinar la demanda inelástica por medio del software iterativo BISPEC (Hachem, 2000). El procedimiento parte de los resultados obtenidos del análisis de respuesta elástico para los 53 sitios geotécnicos, y tiene como finalidad determinar parámetros tales como el factor de reducción por ductilidad, el coeficiente sísmico de fluencia, el factor de amplificación de desplazamientos espectrales, el esfuerzo de fluencia normalizado y los desplazamientos de fluencia positivos.

El análisis inelástico llevado a cabo en BISPEC, se efectúa de manera independiente para cada uno de los 53 sitios geotécnicos. A su vez, cada uno de dichos análisis se efectuará para cada conjunto de acelerogramas en superficie, los cuales se han agrupado según correspondan a sismos de fuente cercana o sismos de fuente lejana, y a cada período de retorno establecido en esta investigación (475, 1000 y 2500 años). Esto debido a que, para el análisis inelástico, no se han tomado en cuenta los sismos correspondientes al período de retorno de 43 años. Es decir, para cada uno de los sitios, se realizaron los siguientes seis análisis iterativos: 475-FF, 475-NF, 1000-FF, 1000-NF, 2500-FF, y 2500-NF.

En la *Figura 3.8*, se ilustra la forma en que se han agrupado los acelerogramas para el procesamiento en cuestión.

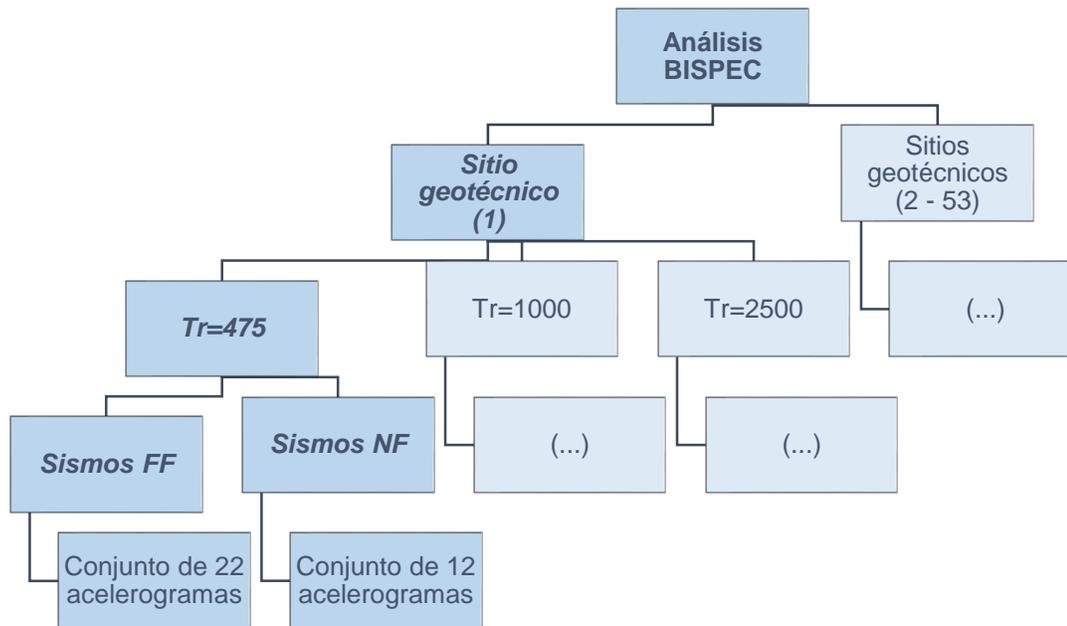


Figura 3.8. Diagrama explicativo de la organización que se usó para el procesamiento de los acelerogramas para su procesamiento en BISPEC.

### 3.6.1. Importación de los acelerogramas en superficie.

Como resultado del análisis de respuesta de los 53 sitios geotécnicos establecidos en la *Tabla 3.1*, se obtuvieron no solamente los espectros de respuesta elástica (aceleraciones espectrales en función del período fundamental), sino que también se obtuvieron los acelerogramas en superficie de cada uno de las señales sísmicas definidas en la *Tabla 3.3*. En la *Figura 3.9*, se muestra uno de los acelerogramas utilizados en el análisis inelástico. El acelerograma mostrado en la figura corresponde al resultante del análisis de respuesta de sitio de la señal de fuente lejana “UCSG\_16A16”.

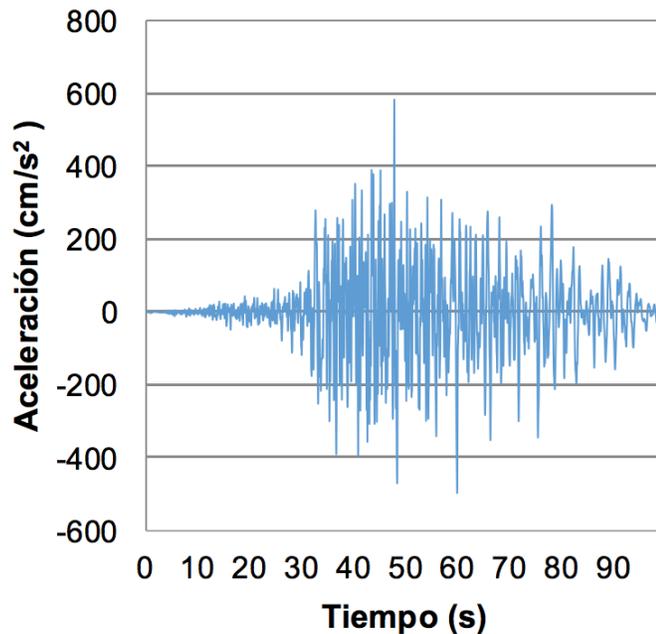
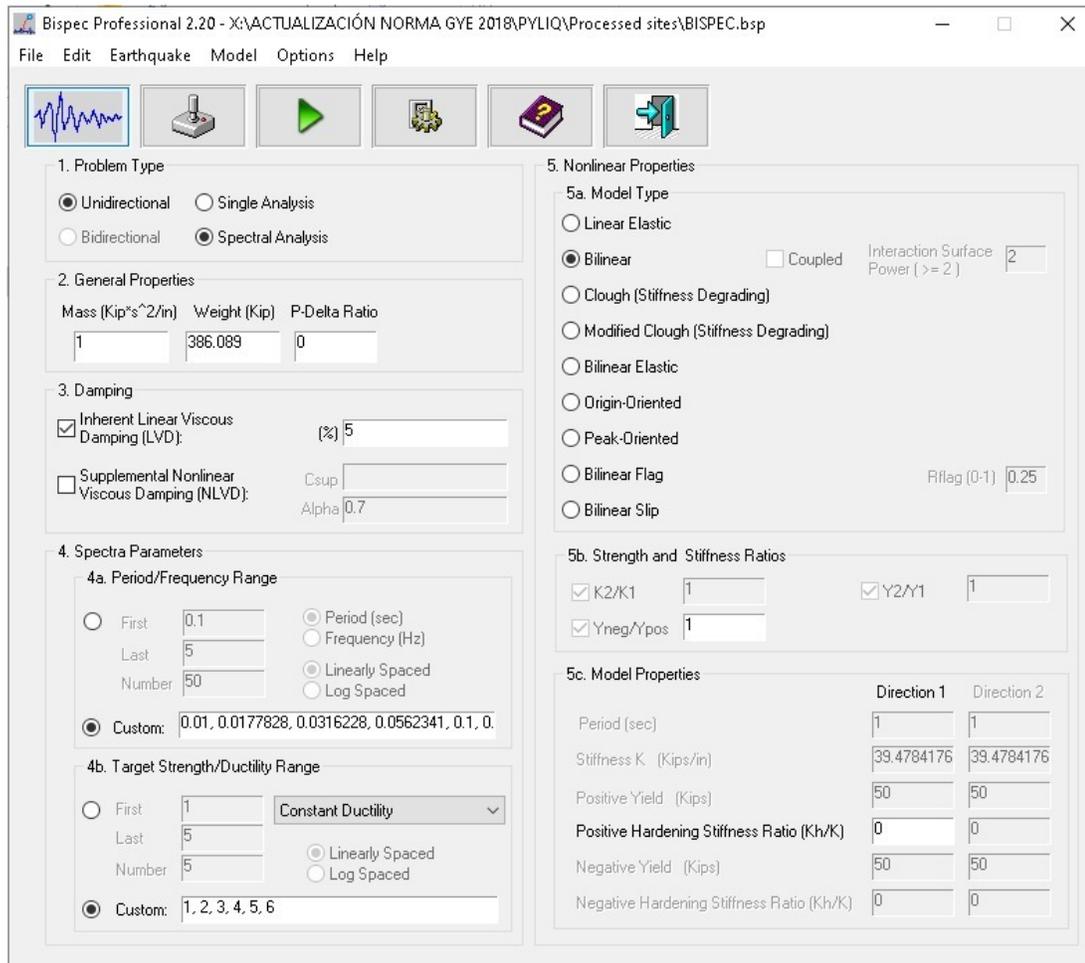


Figura 3.9. Acelerograma en superficie resultante del ARS del sitio S216/ERU para la componente este-oeste (EW) del sismo de fuente lejana (FF) UCSG\_16A16, correspondiente al período de retorno de 2500 años.

### 3.6.2. Programación del análisis iterativo en BISPEC.

En esta etapa, se definen las características del sistema de un grado de libertad que será sometido a la acción de los acelerogramas definidos anteriormente. Para este análisis, se ha considerado una estructura con un peso de 386.09 kip (172.32 ton), que tenga un amortiguamiento viscoso lineal del 5%. El modo de análisis considerado es unidireccional, puesto que se están considerando individualmente las componentes norte-sur y este-oeste de cada una de las señales sísmicas dentro del conjunto de acelerogramas. El modelo de análisis histerético utilizado es el elástico perfectamente plástico, por lo que se utilizará la configuración de *modelo bilineal*. Además, el análisis se ha efectuado para los valores de ductilidad constante: 1, 2, 3, 4, 5 y 6.



*Figura 3.10.* Interfaz inicial de BISPEC. En esta ventana, se establecen las características del sistema de un grado de libertad que será estimulado por las aceleraciones sísmicas.

Finalmente, se ingresa el conjunto de acelerogramas (según su período de retorno y según fueran FF o NF, tal como se ilustra en la *Figura 3.10*). En la *Figura 3.11*, se muestra la importación del conjunto de acelerogramas de fuente lejana correspondiente al período de retorno de 2500 años, para el sitio del Estadio Ramón Unamuno (S216).

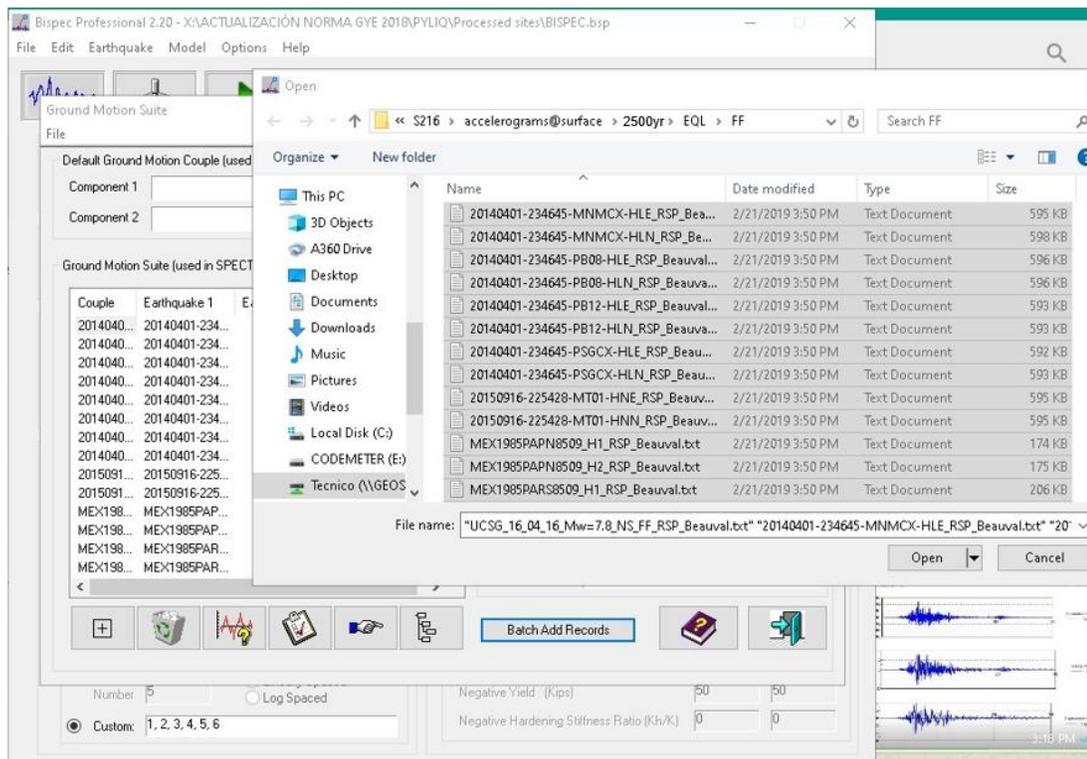


Figura 3.11. Herramienta de BISPEC para la importación de los acelerogramas en superficie. En la captura de pantalla, se muestra el conjunto de 22 acelerogramas de fuente lejana para  $T_r=2500$  años

Una vez que se hayan importado dichos acelerogramas al sitio, se puede proceder con el análisis iterativo para la determinación de los parámetros de demanda inelástica. En el *Capítulo IV: Análisis de Resultados* de la presente investigación, se muestran los resultados obtenidos para el factor de reducción de ductilidad y el factor de amplificación de desplazamientos espectrales. Además, en la sección de anexos, se incluyen las gráficas obtenidas para los 53 sitios geotécnicos analizados. Además de los dos parámetros mencionados anteriormente, se han graficado las curvas correspondientes a otros parámetros que determina el análisis en BISPEC, que son: la capacidad de fluencia normalizada, el esfuerzo de fluencia normalizado y el desplazamiento de fluencia positivo. Es decir, en total se graficaron cinco parámetros, para cada uno de los tres períodos de retorno.

## CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

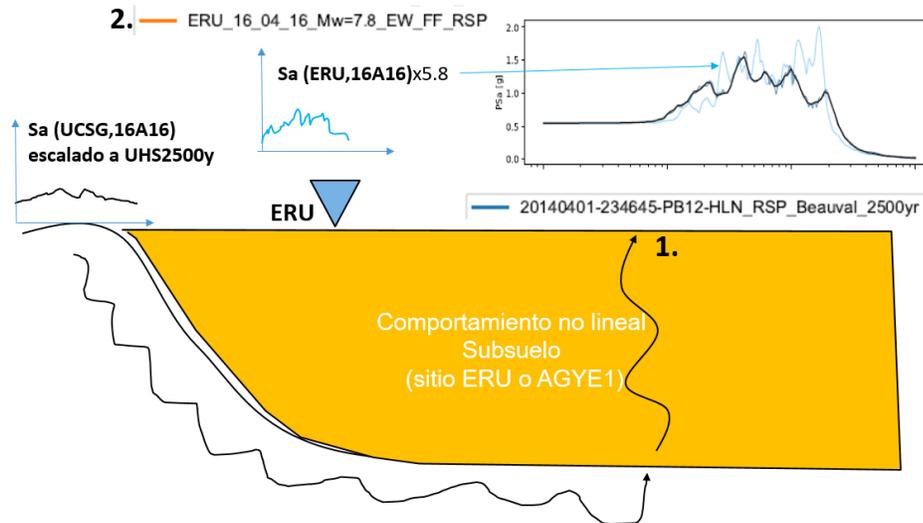
El presente capítulo está compuesto por dos partes. En la primera parte, se desarrolla un ejemplo práctico de la evaluación de la demanda inelástica de un sistema de un grado de libertad mediante el modelado elástico perfectamente plástico. Se ha considerado como sismo de entrada el evento de  $M_w=7.8$  acontecido en Pedernales, el 16 de abril del 2016 (por practicidad, se hará referencia a dicho evento con uso de la denominación “E16A16”). El sitio en cuestión es el S216 (revisar coordenadas en Tabla 3.1), correspondiente al *Estadio Ramón Unamuno*. El desarrollo de este ejemplo práctico es fundamental para la comprensión del proceso descrito en el Capítulo III de esta investigación, pues se explica de una manera ilustrativa la incidencia del comportamiento no lineal de los suelos en la respuesta inelástica de las estructuras, ante ciclos de carga histerética.

En la segunda parte de este capítulo, se presenta la evaluación de la demanda inelástica del mismo sitio, S216, con la diferencia de que se tiene en consideración no sólo el par sísmico (NS/EW) correspondiente al evento E16A16, sino también todo el grupo de eventos sísmicos descritos en la Tabla 3.3. Como fue descrito en el capítulo anterior, el procesamiento de esta información se realizó mediante el algoritmo BISPEC (Hachem, 2000), el cual incluye dentro de sus procesos de cómputo valores estadísticos de interés, como los valores promedio (*Mean Values*) de cada análisis no lineal.

### 4.1. Ejemplo de procesamiento para sitio S216

Para evidenciar la importancia de considerar el comportamiento no lineal del suelo, la evaluación de la demanda inelástica de un sistema de un grado de libertad, ubicado en el sitio S216 y sometido a una excitación sísmica equivalente a la del evento E16A16, se ha llevado a cabo de dos maneras diferentes, tomando en cuenta consideraciones particulares. Ambos modos de

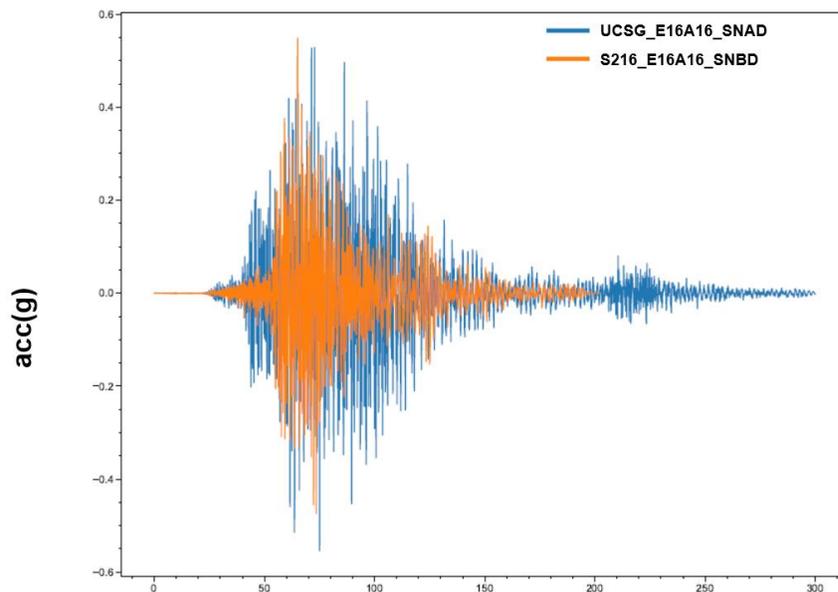
evaluación son descritos en los párrafos subsecuentes, y son ilustrados gráficamente en la *Figura 4.1*.



*Figura 4.1.* Dos modos de evaluación para la determinación de la demanda inelástica de sistemas de un grado de libertad en el sitio S216, para el evento E16A16. Recuperada y modificada de (Vera-Grunauer, 2019)

Para el primer modo de evaluación, se tomó el registro acelerográfico de dicho sismo medido en la estación de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil, ubicada en un afloramiento rocoso. Esta señal fue escalada un escenario del 2% de excedencia (es decir, un período de retorno de 2500 años) y, posteriormente, fue procesada mediante el software *RSP Match* para que dicho espectro se ajuste al espectro de peligro uniforme de 2500 años determinado por Beauval (2018). Finalmente, dicha señal en roca es propagada en la columna de suelo del sitio S216 para capturar el comportamiento no lineal del suelo. Este primer modo de evaluación considera el comportamiento del suelo a altas deformaciones. Por practicidad, posteriormente en esta sección, dicho método será referido mediante la denominación “SNAD”.

Para el segundo modo de evaluación, se tomó el registro acelerográfico que fue medido directamente en la estación ubicada en la superficie del sitio S216. Para procesar la información, primero, fue necesario determinar empíricamente (por tanteo) un escalar el cual permita que la señal, al ser multiplicada por dicho escalar, sea equivalente a un sismo con probabilidad de excedencia del 2% ( $T_r=2500$  años). El valor determinado para dicho escalar fue de 5.8. Posteriormente, se utilizó el software *RSP Match* para que este espectro escalado se ajuste al espectro obtenido en el modo de evaluación SNAD. A diferencia de aquel primer modo de evaluación, este método considera un comportamiento con menos incidencia de la no linealidad del suelo, con bajas deformaciones por cortante. Por practicidad, dicho modo de evaluación será referido como “SNBD”. Las curvas de aceleración espectral resultantes de ambos métodos son mostradas en la *Figura 4.2*.



Max accel. (g)	at time (s)	Max vel. (cm/s)	at time (s)	Max disp. (cm)	at time (s)	Significant duration, D5-95 (s)	Arias intensity (cm/s)	Predominant period, $T_p$ (s)	Mean period, $T_m$ (s)
0.55	75.1	96.4	96.4	27.3	96.8	77.3	2702.4	1.06	0.99
0.55	65.0	71.4	65.2	70.4	65.0	66.9	1455.6	0.42	1.03

*Figura 4.2.* Historia temporal de las aceleraciones estimadas para ambos modos de evaluación. Recuperada y modificada de (Vera-Grunauer, 2019)

Al revisar la *Figura 4.2*, se puede notar que, calculando la *Intensidad de Arias* – parámetro que es definido matemáticamente como la integral de la función de aceleración con respecto al tiempo – experimentada por el sistema en ambos escenarios, la energía sísmica de entrada es mayor ( $I_A=2702$  cm/s) para el modo de evaluación SNAD, en el cual la señal del afloramiento rocoso (UCSG\_E16A16) es propagada en el sitio, que la energía sísmica de entrada para el modo de evaluación SNBD, en el que se toma la señal real escalada para el sitio ( $I_A=1456$  cm/s). Esto ocurre pues existe un mayor número de ciclos de carga, aun cuando se puede notar claramente que, aunque para ambos modelos la aceleración máxima captada en superficie sea la misma (0.55 veces el valor de la gravedad), la energía sísmica que entra al sistema es mucho mayor en el primer escenario.

Ahora bien, para el análisis se consideró un modelo elástico perfectamente plástico. Se asumió un sistema de un grado de libertad (ver *Figura 4.3*) con un período de vibración estructural de 1.3 segundos. El peso de la estructura es de 382 kilo libras (174 toneladas), su rigidez es de 23 kilo libras por pulgada (345 ton/m) y un amortiguamiento estructural del 5% (valor considerado usualmente para este tipo de análisis). Debido a la configuración del software de análisis, las unidades de cálculo están corresponden al Sistema Inglés, pero se han colocado los respectivos valores equivalentes en el Sistema Internacional.

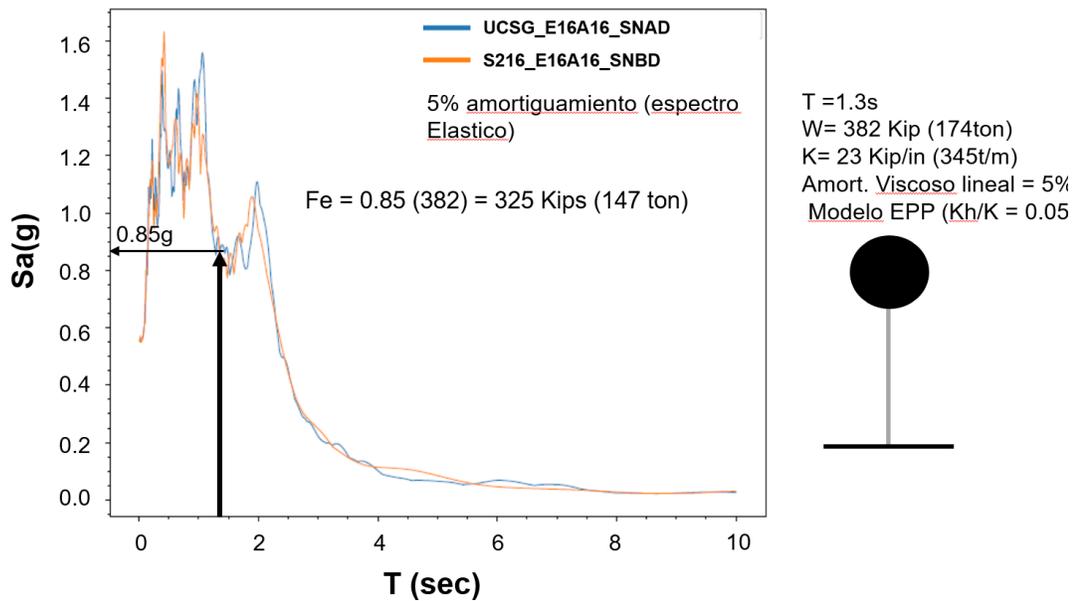


Figura 4.3. Curvas de aceleración espectral obtenidas (abscisas: período) para ambos modos de evaluación. Recuperada y modificada de (Vera-Grunauer, 2019)

Así también, al asignar arbitrariamente una capacidad de ductilidad de 4 a dicha estructura y someterla a los ciclos de carga, se puede observar que la energía histerética (en unidades de kilo libras por pulgada) liberada por la estructura, es mucho mayor en el modo de evaluación SNAD que en el modo de evaluación SNBD. En la *Figura 4.4*, se observa que la energía histerética del sistema (lo que la estructura *consumió*) en un período de vibración 1.3 segundos, es igual a 10,100 Kip.in para un comportamiento no lineal de la estructura a bajas deformaciones; mientras que, en el otro escenario, la liberación de energía alcanza un valor de 17,600 Kip.in para ese mismo período de vibración estructural ( $10,100/17,600=57.4\%$ ). Es decir, el modo de evaluación SNBD resulta en una notoria subestimación de la liberación de energía experimentada por la estructura.

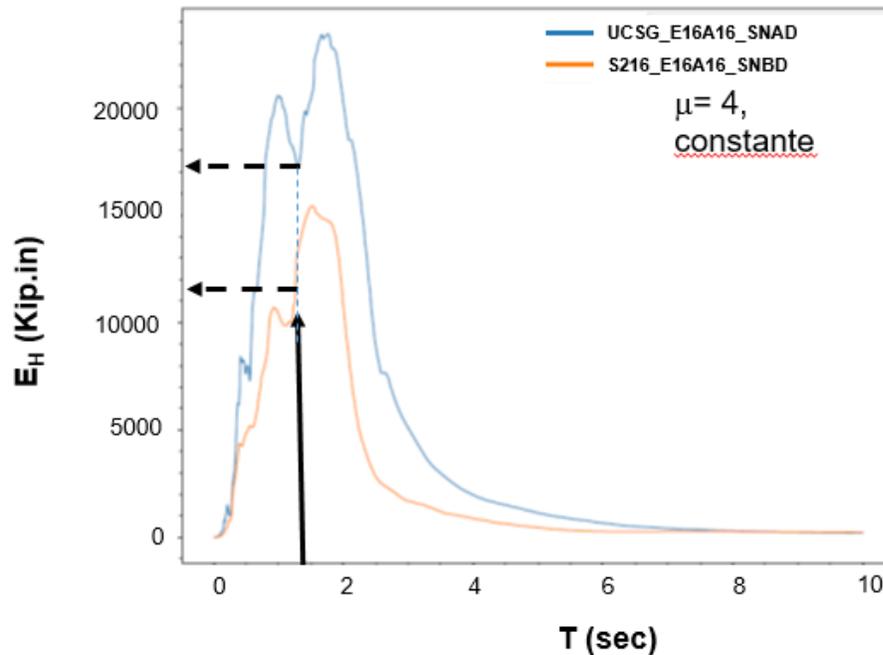


Figura 4.4. Energía histerética liberada por la estructura para ambos modos de evaluación. Recuperada y modificada de (Vera-Grunauer, 2019)

Teniendo en cuenta que el sistema asumido tiene una fuerza de fluencia equivalente a 100 kip y una deformación de fluencia equivalente a 4.35 pulgadas, se pueden realizar las siguientes observaciones respecto a la demanda de ductilidad experimentada por la estructura ante ciclos de carga histerética para ambos modos de evaluación. En el modo SNAD, se puede observar que el desplazamiento máximo obtenido para el sistema estructural alcanza un valor de 19.5 pulgadas, por lo cual, la demanda de ductilidad de la estructura es de 4.48 (recordando que  $\mu = \Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{fluencia}$ ). Por el contrario, para el modo de valuación SNBD estos desplazamientos alcanzan un valor máximo de 15.2 pulgadas, lo que equivale a una demanda de ductilidad de 3.49. Esto representa una subestimación en la demanda de ductilidad real de la estructura.

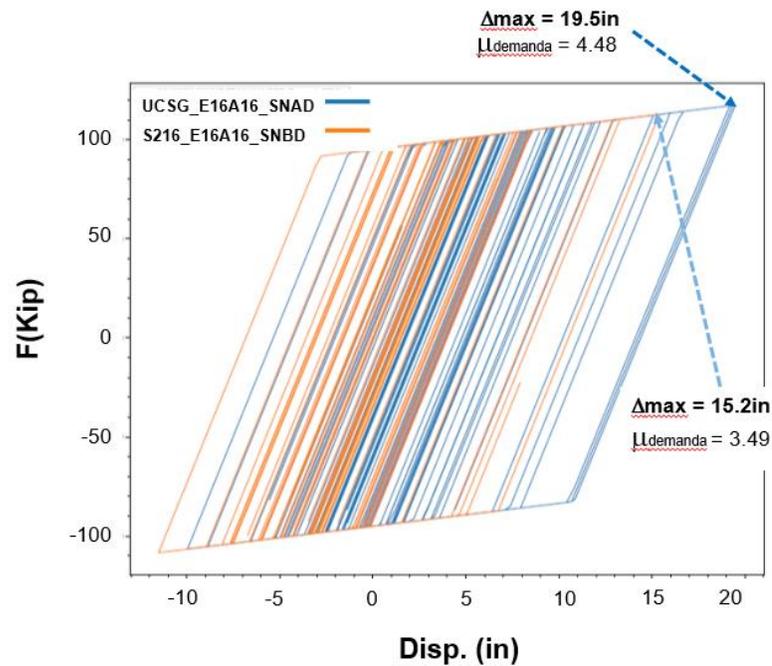


Figura 4.4. Diagrama de fuerzas-desplazamiento ante ciclos de carga histerética para ambos modos de evaluación. Recuperada y modificada de (Vera-Grunauer, 2019)

Habiendo demostrado con el cálculo anterior que el modo de evaluación SNBD subestima la demanda de ductilidad de la estructura, para el caso específico de análisis en cuestión. Esto permite reforzar la importancia de tener en cuenta las consideraciones de comportamiento no lineal de la estructura en altas deformaciones del suelo, duración de la demanda y ciclos de carga y descarga.

Finalmente, por medio de la determinación de las fuerzas elásticas máximas y las deformaciones totales máximas, fue posible calcular el valor del factor de reducción por ductilidad y el valor del factor de amplificación de deformaciones de este sistema, para su respectivo período estructural. Teniendo una fuerza plástica ( $F_y$ ) de 100 Kip, el valor de  $R\mu$  estimado para el sistema es de 3.25. También se estimó un valor de 1.35 para el factor de amplificación de deformaciones  $\gamma$ .

## **4.2. Evaluación de la demanda inelástica del sitio S216 para sismos de fuente cercana y fuente lejana**

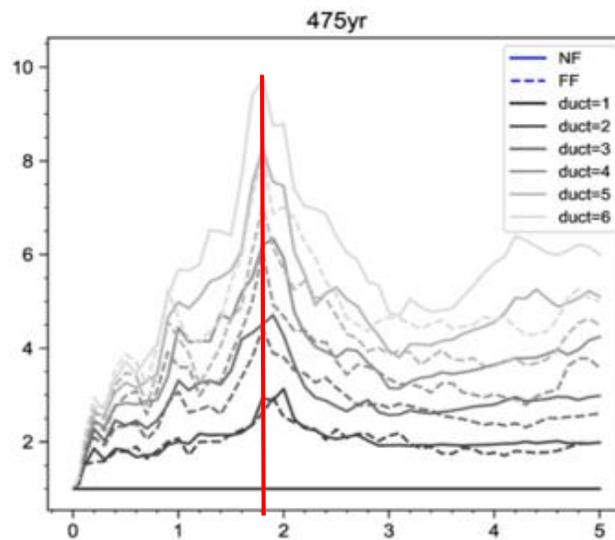
Anteriormente, se presentó un ejemplo práctico del análisis no lineal considerando una sola señal sísmica. Sin embargo, para la realización de este estudio, se consideró un conjunto de doce señales sísmicas de fuente cercana (distancia de ruptura menor a 50 km; y magnitud de momento ubicada en un rango entre  $M_w=5.7$  y  $M_w=7.6$ ) y un conjunto de veintidós señales sísmicas de fuente lejana (distancia de ruptura mayor a 80 km y menor a 300 km; y magnitud de momento ubicada en un rango entre  $M_w=7.8$  y  $M_w=9.0$ ). Para simplificar el procesamiento de esta información, se utilizó el software iterativo BISPEC, según fue indicado en la Metodología de Estudio (Capítulo III) de esta investigación. En la segunda parte de este capítulo, se presentan los resultados de ese procesamiento para el sitio S216.

Tal como se definió en el Capítulo III de la presente investigación, para dicho procesamiento, se consideró un sistema de un grado de libertad con un peso de 386.09 Kip (172.32 ton). El amortiguamiento viscoso lineal de la estructura es del 5%. Se despreciaron los efectos  $P-\Delta$  en el sistema. Además, se hizo un análisis para sistemas con distintos valores de ductilidad constante (1, 2, 3, 4, 5 y 6). Finalmente, y de manera similar al ejemplo práctico, el modelo de carga histerética utilizado para el análisis fue el elástico perfectamente plástico.

### **4.2.1. Factor de reducción por ductilidad “ $R\mu$ ”.**

Al someter los sistemas a los ciclos de carga histerética, se pudo observar que los valores del factor de reducción por ductilidad son dependientes del período de vibración estructural; es decir, responden a una relación  $R\mu(\mu, T)$ . Se puede observar que este factor alcanza valores máximos para cada sistema para un valor de  $T \approx 1.8 \text{ seg}$ . Ilustrada a continuación en

la *Figura 4.7*. Sin embargo, el periodo donde ocurre el valor pico de  $R_m$  podría desplazarse hacia la derecha del espectro, es decir tener mayor periodo debido al comportamiento no lineal del subsuelo, tal como se muestran en los resultados de los análisis para los periodos de retorno de 1000 y 2500 años (Ver anexos).



*Figura 4.7.*  $R_{\mu}$ , razón de fuerza elástica entre máxima capacidad de fluencia (Felastic/Fy), para  $T_r = 475$  años. En las abscisas, se presenta el periodo T.

Resulta pertinente contrastar los resultados obtenidos de este análisis con aquello expuesto por la edición vigente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), donde se establecen una serie de valores para  $R$  que varían desde 1 hasta 8. En dicho código, estos valores son definidos en función del sistema constructivo que el diseñador estructural haya considerado para su análisis; es decir, el valor de  $R$  es atribuido cualitativamente.

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

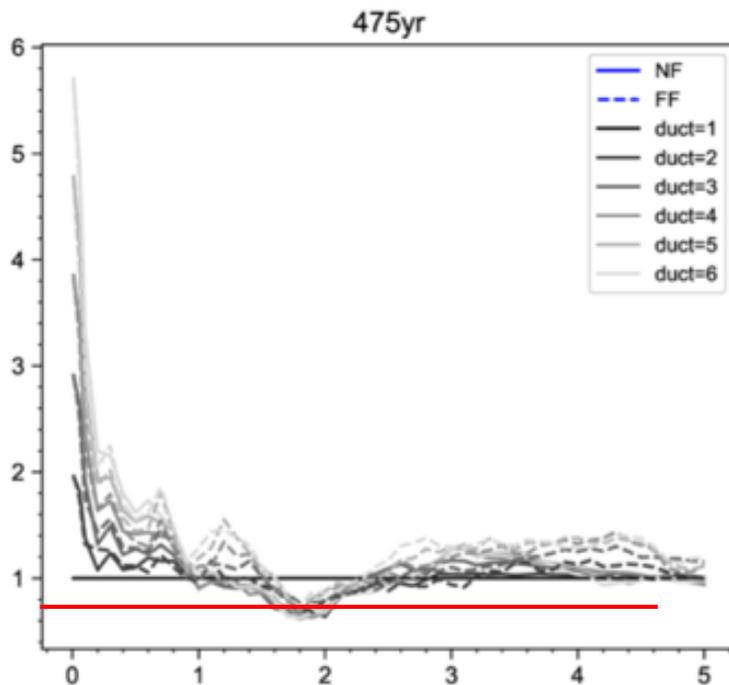
Figura 4.8. Fragmento de la tabla 15 del Capítulo de Peligro Sísmico de la NEC-15, donde se establecen valores para el factor de reducción en función del sistema constructivo utilizado. Fuente: NEC (2015).

No obstante, en gran parte de las normativas vigentes a nivel internacional, se define que el factor de reducción de resistencia como el producto de tres factores de reducción, según su enfoque: por ductilidad, para sistemas de varios grados de libertad y por sobre resistencia. La ecuación dada para dicho cálculo es:  $R = R_{\mu}R_M R_{\Omega}$ . Vera-Grunauer (2019), expone un ejemplo práctico para un edificio construido con pórticos especiales sismo-resistentes de cinco pisos de altura, para el cual se han estimado valores de  $R_{\mu} = 2.50$  (para una ductilidad esperada de 4),  $R_M = 0.78$  y  $R_{\Omega} = 2.00$ . Siendo así, el factor de reducción de resistencia  $R$  alcanza un valor de 3.90 (que puede ser aproximado a 4). Como se puede evidenciar en la Figura 4.8, para este sistema constructivo, el factor de reducción sugerido por la NEC-15 es de 8, es decir, para poder llegar a tener un R de 8 la estructura experimentaría una demanda de ductilidad por encima de 6, lo cual es muy difícil de alcanzar

considerando la filosofía de diseño actual, observando alto daño en la estructura.

#### 4.2.2. Factor de amplificación de deformaciones espectrales “ $\gamma$ ”.

Por otra parte, el factor de amplificación de deformaciones espectrales inelásticas (*Figura 4.9*) parte de valores relativamente altos (por encima de 5 veces el valor de la unidad), y desciende drásticamente en los períodos comprendidos entre  $T=0.1$ seg y  $T=1.0$ seg. Es posible observar que, para los períodos comprendidos entre  $T=1.0$ seg y  $T=2.5$ seg, el factor gamma tiene valores que oscilan en un rango comprendido entre 0.70 y 1.40.



*Figura 4.9.* Gamma, razón de deformaciones espectrales inelásticas a deformaciones elásticas ( $D_{inel}/D_{el}$ ) para un período de retorno 475 años.

De igual manera que en el caso anterior, resulta conveniente analizar En el diseño estructural sismo-resistente, la Norma Ecuatoriana de la Construcción sugiere que, para la estimación de límites de deriva entre piso, se utilice la siguiente ecuación:  $\Delta_M = 0.75R\Delta_E$ , donde:  $\Delta_M$  sería la deriva

máxima inelástica de cada piso;  $\Delta_E$  el desplazamiento resultante de la aplicación de fuerzas laterales de diseño; y  $R$  el factor de reducción de resistencia. El escalar  $0.75$  corresponde a un valor generalizado de  $\gamma$ , para amplificar las deformaciones espectrales inelásticas.

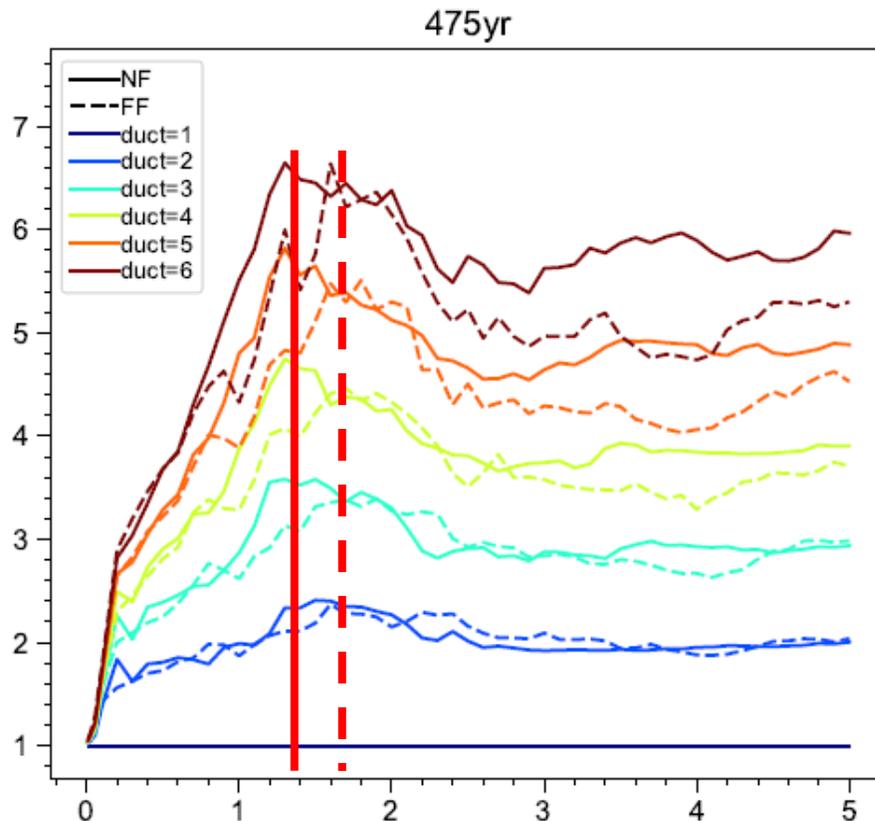
Sin embargo, como se puede observar en la *Figura 4.9*, dicha generalización es incierta e imprecisa, pues, para un sistema como aquel que ha sido analizado en esta investigación, es evidente que el valor de  $0.75$  sólo es válido cuando el período de la estructura sea aproximadamente igual a  $1.8$ , ya que el factor de amplificación de deformaciones espectrales responde a una relación  $\gamma (\mu, T)$ , porque depende tanto de la ductilidad de la estructura como de su período de vibración. Además, para períodos inferiores a  $T=1.0$ , es evidente que el factor de amplificación gamma oscila entre  $4$  y  $1$ . Por lo tanto, lo ideal sería que, para períodos estructurales mayores a un segundo, se aproxime dicho valor de gamma a  $1$  ( $\Delta_M = R\Delta_E$ ); mientras que, para períodos estructurales menores a un segundo, se utilice estrictamente el valor correspondiente definido en la gráfica ( $\Delta_M = \gamma R\Delta_E$ )

Los resultados expuestos anteriormente permiten evidenciar que los parámetros de demanda inelástica en las estructuras dependen fundamentalmente del período de vibración de cada sistema. Por lo tanto, las consideraciones de diseño no pueden ser generalizadas en base a criterios únicos, como la ductilidad. En la sección de *Anexos*, se incluyen los resultados mostrados para todos los  $53$  sitios geotécnicos analizados en el presente estudio. En esta sección, se incluyen también los resultados del análisis efectuado para períodos de retorno de  $1000$  años y  $2500$  años.

### **4.3. Parámetros de demanda inelástica para la zona D3**

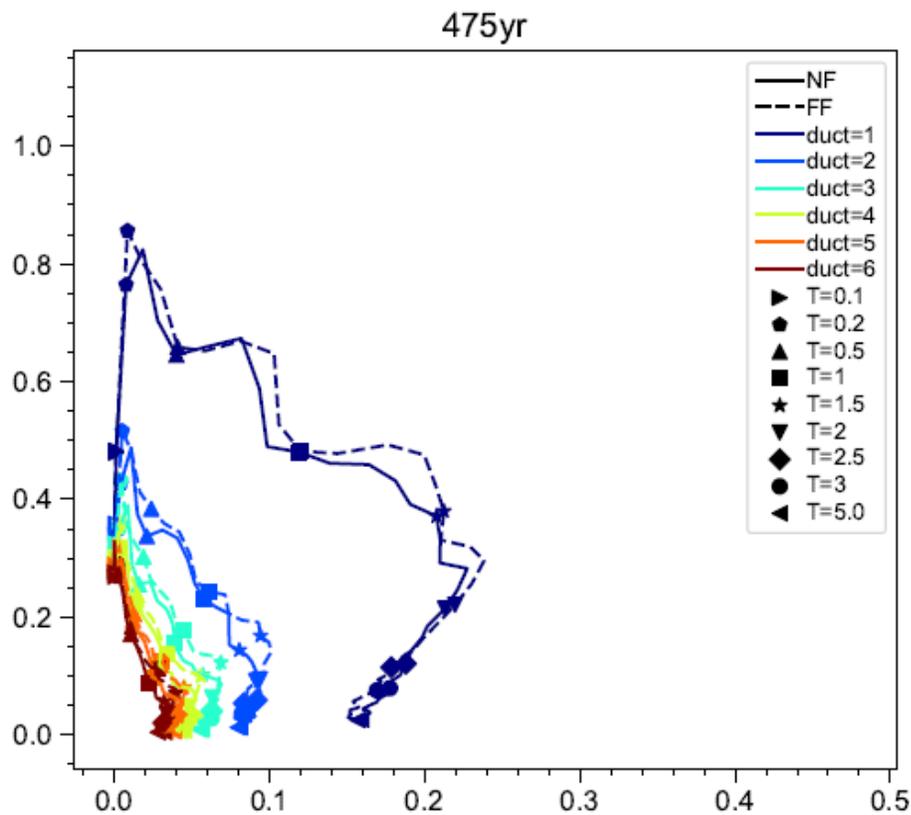
En la anterior sección, se presentaron los espectros de demanda inelástica para el sitio S216. Ahora bien, habiendo realizado este proceso de

la misma manera para los otros dieciocho sitios de la zona D3 (consultar Anexos), se pudo aproximar parámetros de demanda inelástica que representen de manera generalizada el comportamiento de la zona D3. Estos parámetros se determinaron calculando las medianas de todos los diecinueve sitios de la zona D3. De esta manera, se pudo demostrar que existe una tendencia de comportamiento para todos los sitios que forman parte de sus respectivas zonas geotécnicas. Por ejemplo, en la *Figura 4.10*, se puede observar de manera aproximada que, para señales de fuente cercana, las estructuras tienen los valores más altos de  $R_{\mu}$  cuando  $T \approx 1,18 \text{ seg}$  y, para señales de fuente lejana, cuando  $T \approx 1,30 \text{ seg}$ .



*Figura 4.10.*  $R_{\mu}$ , razón de fuerza elástica entre máxima capacidad de fluencia ( $F_{elastic}/F_y$ ), para  $T_r = 475$  años. En las abscisas, se presenta el período  $T$ .

Además, de manera particular, se procedió a correlacionar dos de los parámetros determinados por el análisis en BISPEC: la capacidad de fluencia normalizada ( $C_y = F_{yp}/W$ ) y los desplazamientos de fluencia positivos ( $D_{yp}$ ) para cada uno de los períodos de retorno analizados (475, 1000 y 2500 años). Como se ilustra en la *Figura 4.12*, este proceso consistió en expresar los valores de  $C_y$  en función de  $D_{yp}$ . Cada una de las coordenadas ( $D_{yp}$ ,  $C_y$ ) de estas curvas corresponden un período de vibración en particular, el cual es determinado como  $T = 2\pi\sqrt{C_y/D_{yp}}$ . Es así que, para permitir al usuario visualizar las coordenadas a las que corresponden ciertos períodos de vibración discretos, se optó por puntualizar, por medio de símbolos, la posición de diez períodos de vibración de manera puntual (que son detallados en la leyenda de la *Figura 4.12*).



*Figura 4.11.* Correlación entre  $C_y$ , capacidad de fluencia normalizada ( $F_{yp}/W$ ) y el desplazamiento de fluencia positivo,  $D_{yp}$ , para  $T_r = 475$  años, para la zona D3.

La utilización de esta gráfica resulta muy conveniente en la práctica del análisis estructural. Para explicar brevemente una de sus aplicaciones, se ha desarrollado un ejemplo para la estimación de deformaciones laterales en edificios, según el método aproximado sugerido por Miranda (1999). En este método, se sugiere que el desplazamiento en la azotea de un edificio está dado por  $u_{azotea} = \beta_1 S_d$ . El factor  $\beta_1$  es determinado fácilmente mediante una gráfica desarrollada por Miranda, en la que correlaciona el número de pisos del edificio (considerando de manera generalizada que cada piso tiene una altura de 12 pies o 3.60 metros), con un factor  $\alpha$ , que depende del sistema constructivo del edificio. Ahora bien, esta ecuación puede ser expresada en términos de la ductilidad y de los desplazamientos espectrales positivos, de manera que:

$$u_{azotea} = \beta_1 \times \mu \times D_{yp}$$

Siendo así, se plantea el escenario de un edificio de 10 pisos (36 metros de altura), del cual se conoce que posee una capacidad de ductilidad de 4, que tiene un periodo de vibración de  $T=1.0$  seg, y que está ubicado en la zona D3. El análisis se realiza para un período de retorno  $T=475$  años. Además, se conoce que el factor  $\alpha$  tiene un valor aproximado de 30, por lo cual, usando la *Figura 4.13*, se estima un valor de  $\beta_1 = 1.25$ .

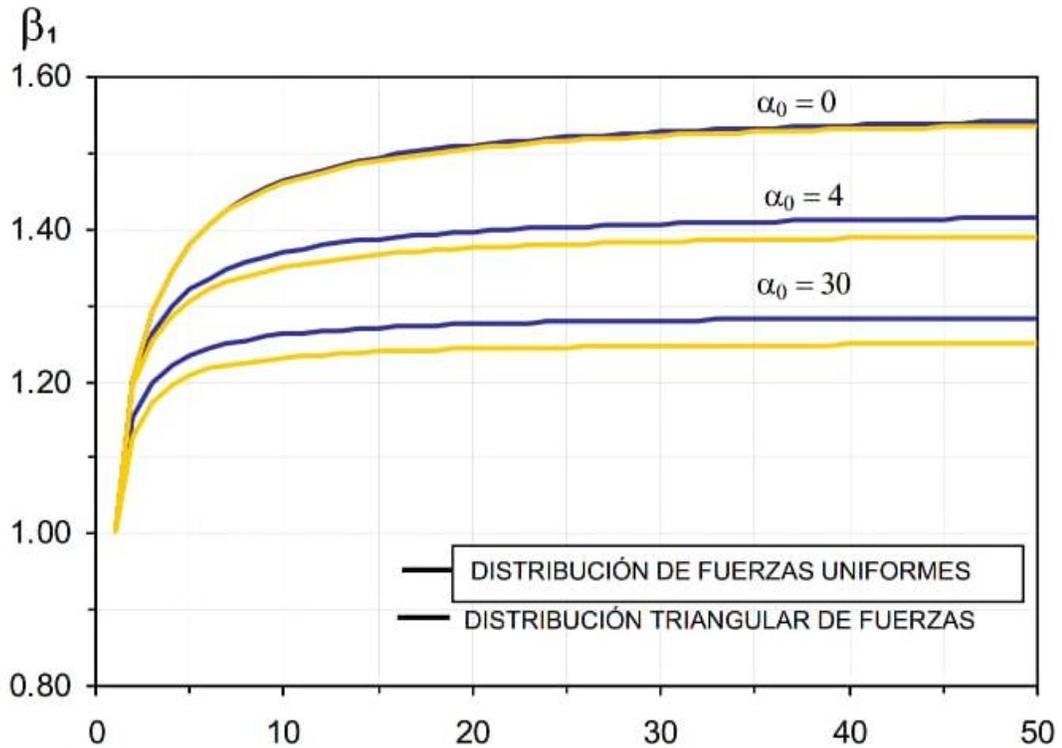


Figura 4.12. Estimación del factor  $\beta_1$  en función del número de pisos (eje de las abscisas) del edificio, para  $\alpha = [0, 4, 30]$ .

Utilizando la *Figura 4.13* (que es la representación de la *Figura 4.12* en escala semi-logarítmica, para poder apreciar más claramente los valores del eje de las abscisas para las curvas de ductilidades mayores a 1), se evidencia que, para esta estructura de ductilidad 4, se tiene un valor de  $C_y = 0.18$  (es decir, tendrá una demanda sísmica equivalente 18% de su peso) y un valor de  $D_{yp} = 0.032$ . También, se comprobarán los resultados de este análisis en los párrafos posteriores utilizando los pares ordenados de  $(D_{yp}, C_y)$  correspondientes a una estructura de ductilidad 1, pero multiplicando dichos resultados para el factor de amplificación por deformaciones espectrales.

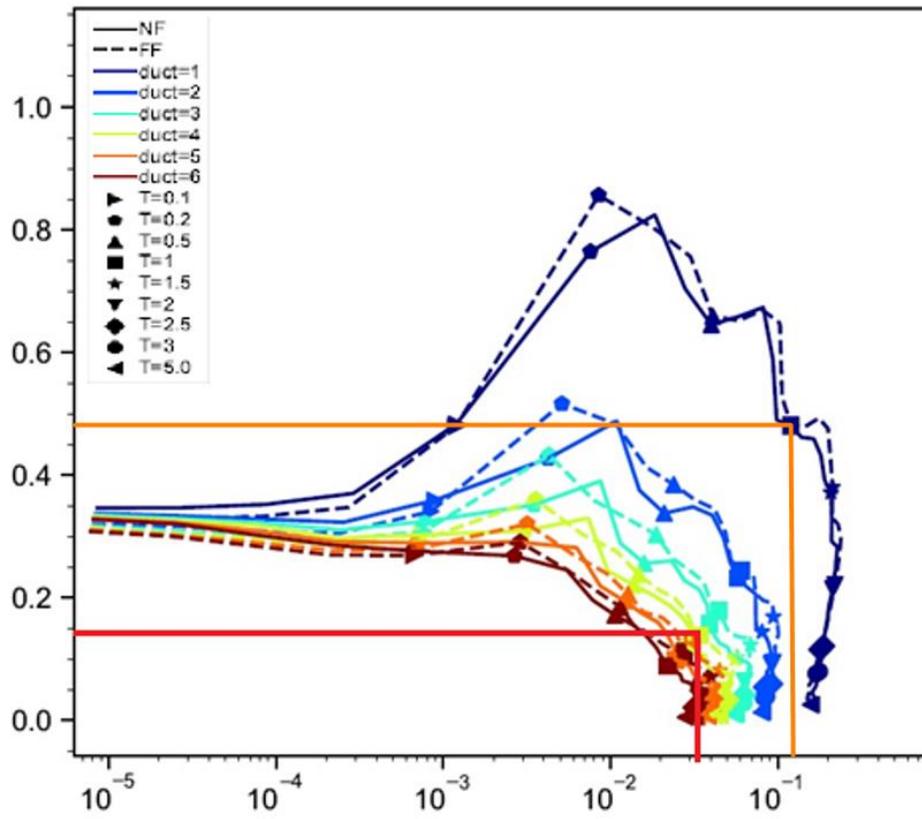


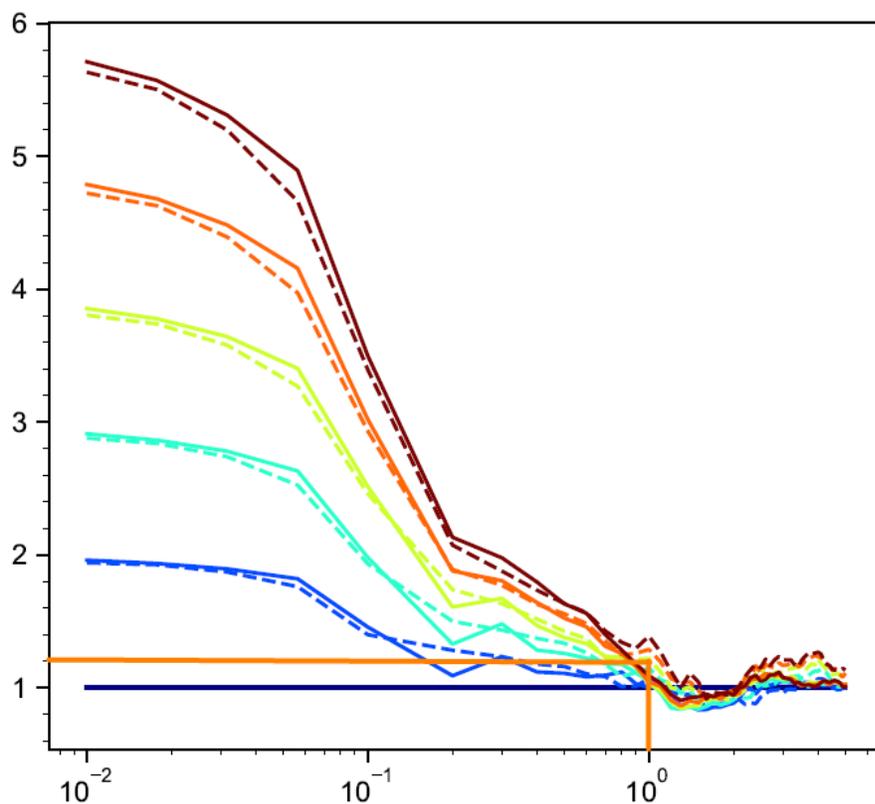
Figura 4.13. Correlación entre  $C_y$ , capacidad de fluencia normalizada ( $F_{yp}/W$ ) y el desplazamiento de fluencia positivo,  $D_{yp}$ , para  $T_r = 475$  años, para la zona D3. El eje de las abscisas se ha graficado de manera semi-logarítmica.

De esta manera, reemplazando todos los valores encontrados en la ecuación modificada de Miranda, se tiene que:

$$u_{azotea} = \beta_1 \times \gamma \times D_{ep}$$

$$u_{azotea} = 1.25 \times 4 \times 0.032 = 0.16 \text{ m}$$

Además, es posible comprobar la validez de esta metodología multiplicando el valor calculado de deriva en azotea para una estructura de ductilidad 1, para al factor de desplazamientos espectrales. Utilizando la *Figura 4.14*, en la cual se puede apreciar que, para un edificio con un período de vibración de  $T=1.0$ seg y capacidad de ductilidad de 4, se tiene un valor  $\gamma \approx 1.20$ . Por su parte, en la *Figura 4.13*, también se muestra el par ordenado de coeficiente sísmico y desplazamientos de fluencia, para una estructura de ductilidad 1 ( $C_e = 0.435$  y  $Dep \approx 0.12$ ).



*Figura 4.14.* Gamma, razón de deformaciones espectrales inelásticas a deformaciones elásticas ( $D_{inel}/D_{el}$ ) para un período de retorno 475 años. En las abscisas, se presenta el período  $T$  en una escala semi-logarítmica.

Calculando el valor de deriva en la azotea de esta segunda manera, se tiene que:

$$u_{azotea} = 1.25 \times 1.2 \times 0.12 = 0.18 \text{ m}$$

Entonces, para concluir, si el edificio tiene 36 metros de altura, con el primer método (utilizando los desplazamientos inelásticos de manera directa) el  $IDR = u_{azotea}/H \approx 0.44\%$ , mientras que por el segundo método (utilizando los desplazamientos elásticos y multiplicándolos por el factor de desplazamientos espectrales inelásticos), se tiene un  $IDR = u_{azotea}/H \approx 0.5\%$ . Por lo cual, se evidencia que las aproximaciones son bastante cercanas entre sí. Este valor representa un buen comportamiento tanto para la Norma Ecuatoriana de la Construcción (máximo permisible 2%), como para códigos internacionales, como la Norma Chilena (máximo permisible 0.7%). Es así, que se demuestra la practicidad y conveniencia de contar con estas gráficas para su implementación en cálculos aproximados del diseño estructural sísmo-resistente. Con esta clase de aproximaciones, se puede tener un punto de partida mucho más preciso para el diseño de edificios.

## CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos del análisis no lineal de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elástico perfectamente plástico, para los 53 sitios definidos en esta investigación, se puede arribar a las siguientes conclusiones:

- Una estimación acertada de los parámetros de demanda inelástica de las estructuras debe tomar en cuenta la respuesta no lineal del subsuelo, así como las características intrínsecas de cada estructura.
- A pesar de ser evidente que, en las estructuras con mayores ductilidades, el factor de reducción  $R$  tiende a ser mayor, este varía notoriamente en función del período de la estructura. Por lo tanto, el factor de reducción de la resistencia es un parámetro que depende fundamentalmente del período de vibración estructural de la estructura y no puede ser determinado únicamente en base a la ductilidad.
- El factor de desplazamiento inelástico (*Figura 4.3*) es un parámetro que también depende fundamentalmente del período de vibración, así como de la ductilidad. La edición vigente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en la expresión utilizada para el cálculo de límites de deriva:  $\Delta_M = 0.75R\Delta_E$ , determina un valor de 0.75 para dicho factor. La generalización de este parámetro en el cálculo de desplazamientos inelásticos para varias ductilidades o períodos de vibración puede derivar en imprecisiones de cálculo.
- La respuesta de una estructura en el rango inelástico siempre va a depender de la ductilidad y del período de vibración de la misma, por lo cual es necesario acudir a los espectros de demanda inelástica para estimar con precisión parámetros como aquellos descritos anteriormente.

## RECOMENDACIONES

Teniendo en cuenta las conclusiones expuestas anteriormente, se puede sugerir que:

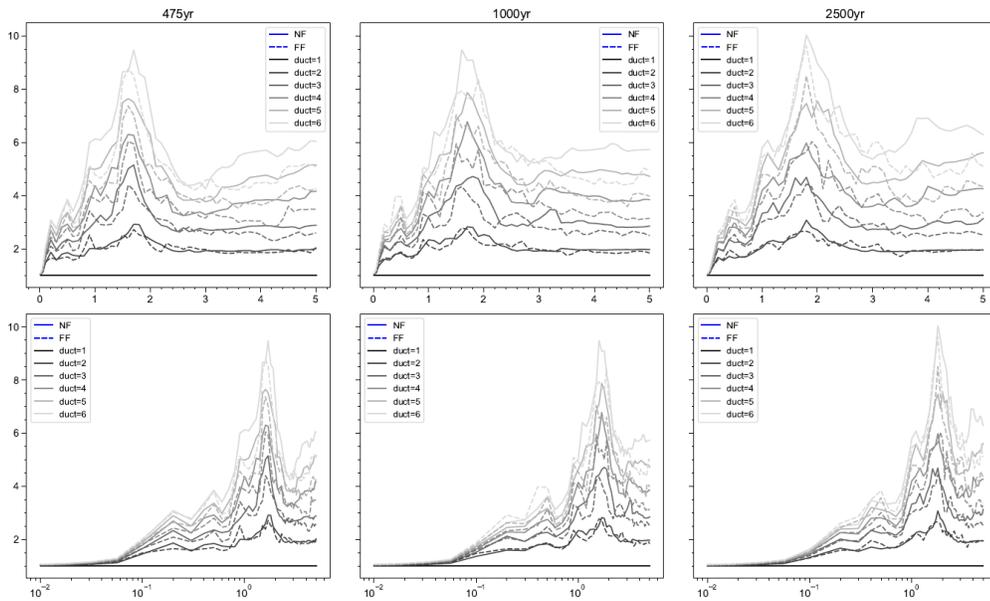
- En la sección “6.3.4. *Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R*” del Capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), se han establecido una serie de valores para el factor de reducción R, en función de la ductilidad que ofrecen diversos sistemas constructivos. Habiéndose demostrado que el factor de reducción R depende no sólo de la ductilidad de la estructura, sino también del período de vibración estructural de la misma, sería recomendable la revisión del espectro correspondiente, según el tipo de suelo, para una estimación más acertada de dicho factor.
- En la sección “6.3.9. *Control de la deriva de piso*” del Capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), se encuentra establecido un factor de amplificación (reducción) de los desplazamientos, con un valor de 0.75. Este valor es impreciso, pues también depende de la ductilidad y del período de vibración de la estructura en cuestión. Es recomendable, así mismo, revisar la curva correspondiente a dicho factor de amplificación, para determinar con mayor precisión su valor.

## REFERENCIAS

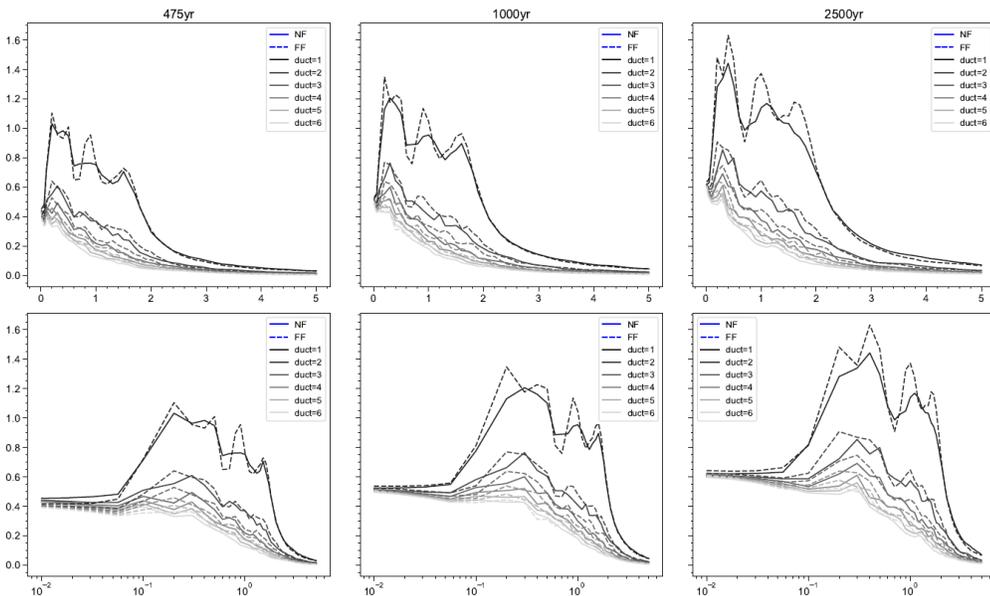
- Athol, J. (2003). The generation of in-elastic response spectra for earthquake acceleration records. *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 4-7). Nueva Zelanda.
- INEC. (2013). *Proyección de la población ecuatoriana, por años calendario, según cantones 2010-2020*. Quito: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. Obtenido de [http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Poblacion\\_y\\_Demografia/Proyecciones\\_Poblacionales/proyeccion\\_cantonal\\_total\\_2010-2020.xlsx](http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Poblacion_y_Demografia/Proyecciones_Poblacionales/proyeccion_cantonal_total_2010-2020.xlsx)
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey, Estados Unidos de América: Prentice-Hall, Inc.
- Lee, H.-H., & Hwang, K.-T. (2004). Development of the inelastic demand spectra considering hysteretic characteristics and soil conditions. *13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 688*, pág. 12. Vancouver, B.C., Canada.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales*. Quito, Ecuador.
- Miranda, E. (junio de 2006). Generalized Interstory Drift Spectrum. *Journal of Structural Engineering*.
- Parra, H., Benito, M. B., Gaspar, J., Fernández, A., Luna, M., & Molina, X. (2018). Principales características y regiones tectónicas de Ecuador. En H. Parra, M. B. Benito, J. Gaspar, A. Fernández, M. Luna, & X. Molina, *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador continental* (pág. 40). Sangolquí, Pichincha, Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE). Obtenido de [www.repositorio.espe.edu.ec](http://www.repositorio.espe.edu.ec)
- Parra, H., Benito, M. B., Gaspar, J., Luna, M., & Molina, X. (2018). *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador Continental*. Universidad de las Fuerzas Armadas. Sangolquí, Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Rahnama, M., & Krawinkler, H. (1993). *Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands*. Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering. Stanford: The John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Secretaría de Gestión de Riesgos. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito, Ecuador.
- Tena-Colunga, A., Mena-Hernández, U., Pérez-Rocha, L., Avilés, J., Ordaz, M., & Vilar, J. (2009). *Updated Seismic Design Guidelines for Model Building Code of Mexico*. Earthquake Engineering Research Institute. México, D.F.: EERI. doi:10.1193/1.3240413
- Vera-Grunauer, X. (2014). *Seismic Response of a Soft, High Plasticity, Diatomaceous Naturally Cemented Clay Deposit*. Tesis doctoral, University of California, Berkeley.

Vera-Grunauer, X. (2014). *Zonificación Sísmica de la Ciudad de Guayaquil*. GeoEstudios, Guayaquil.

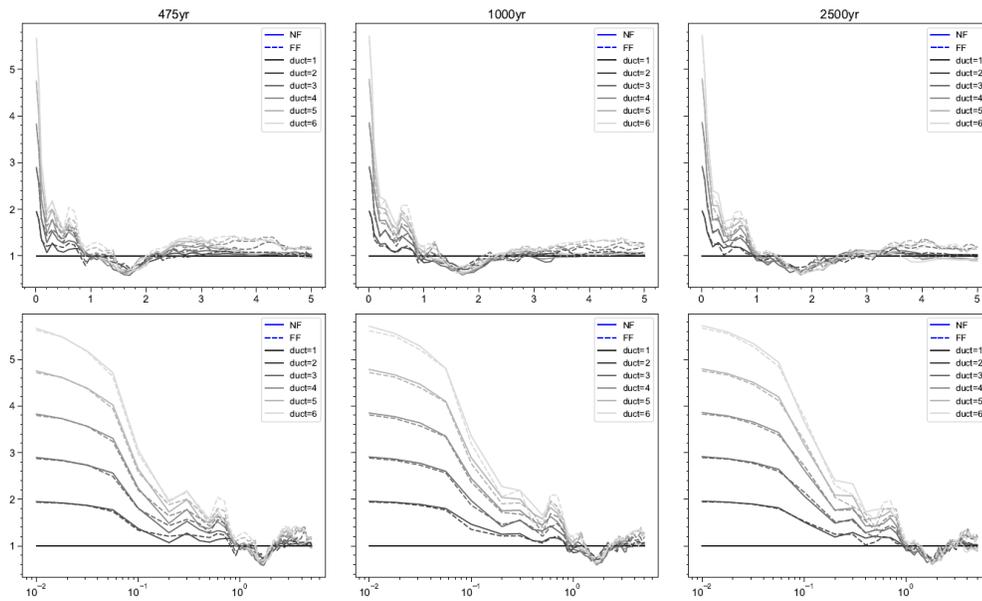
## ANEXOS



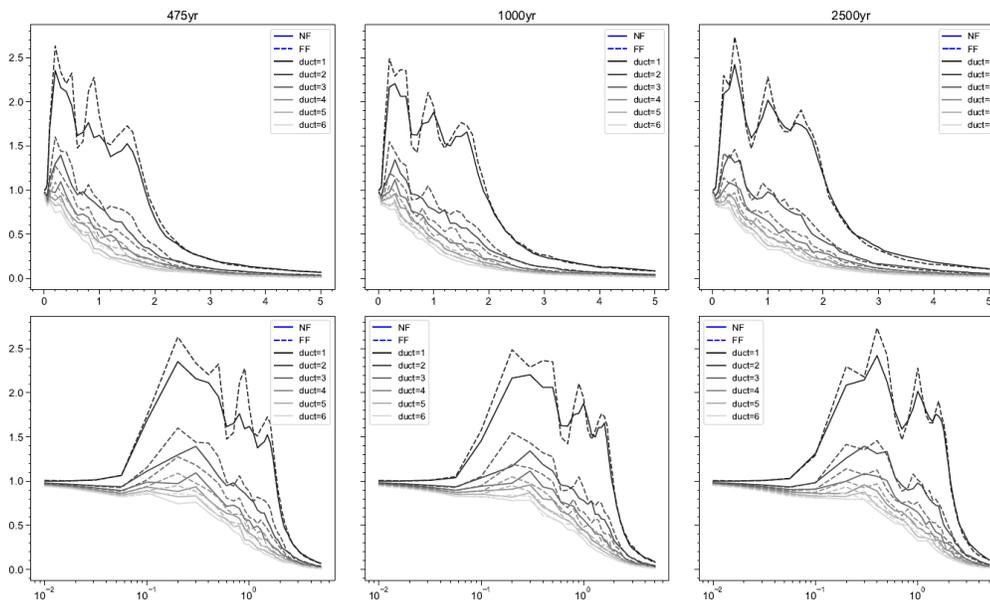
Anexo 1. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “AER\_G1”.



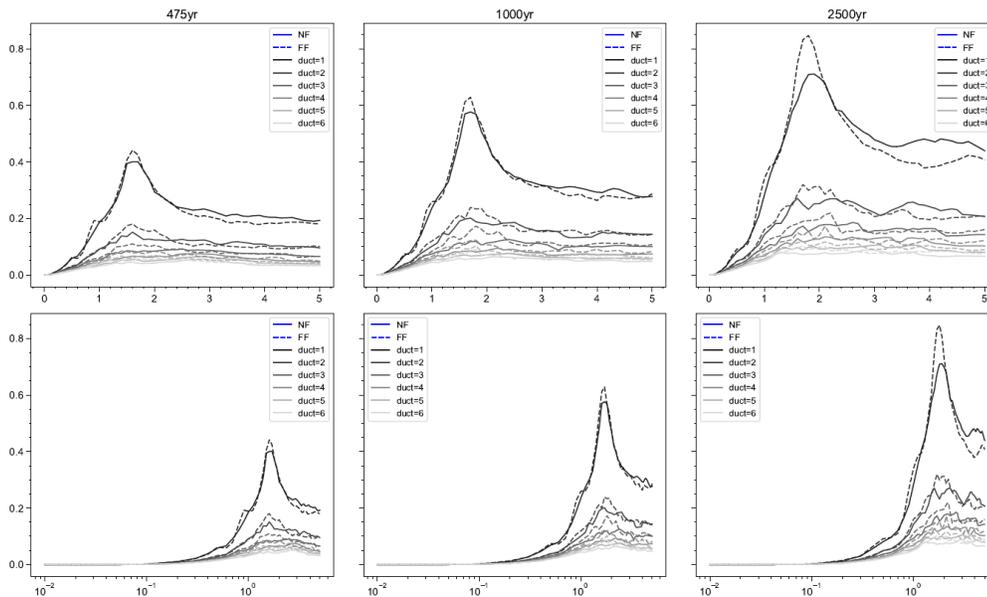
Anexo 2. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “AER\_G1”.



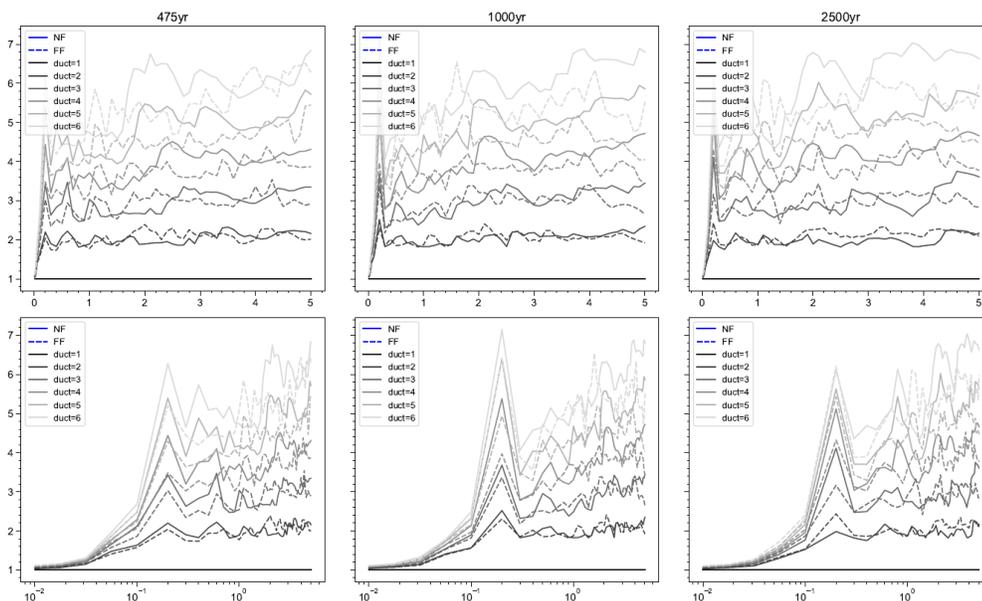
Anexo 3. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “AER\_G1”.



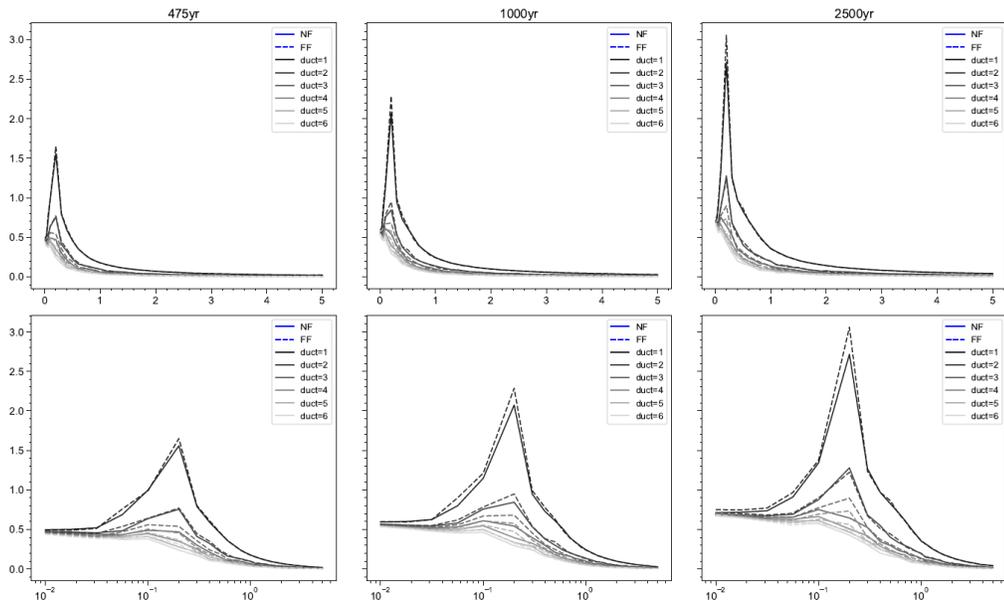
Anexo 4. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “AER\_G1”.



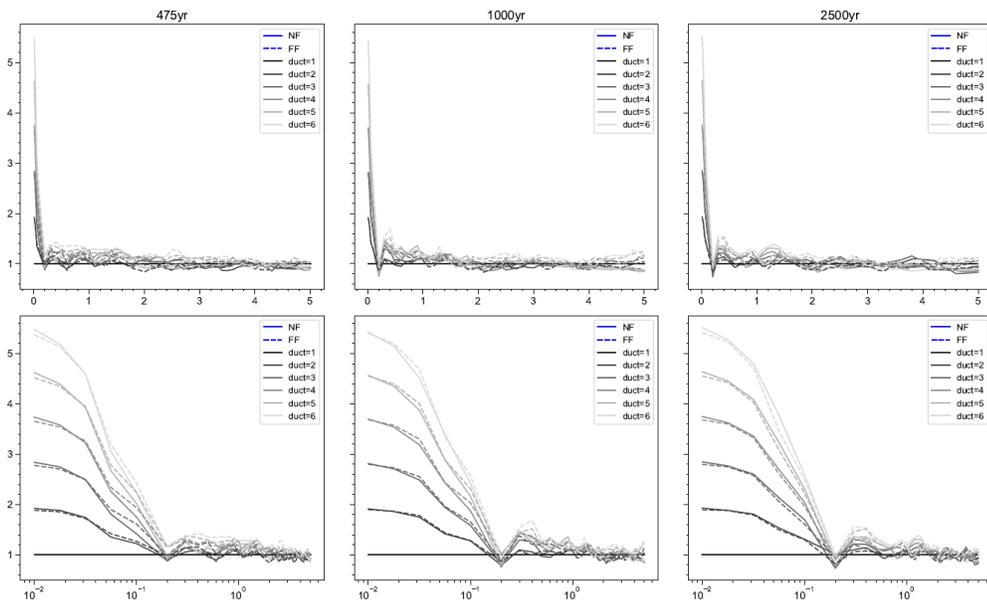
Anexo 5. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “AER\_G1”.



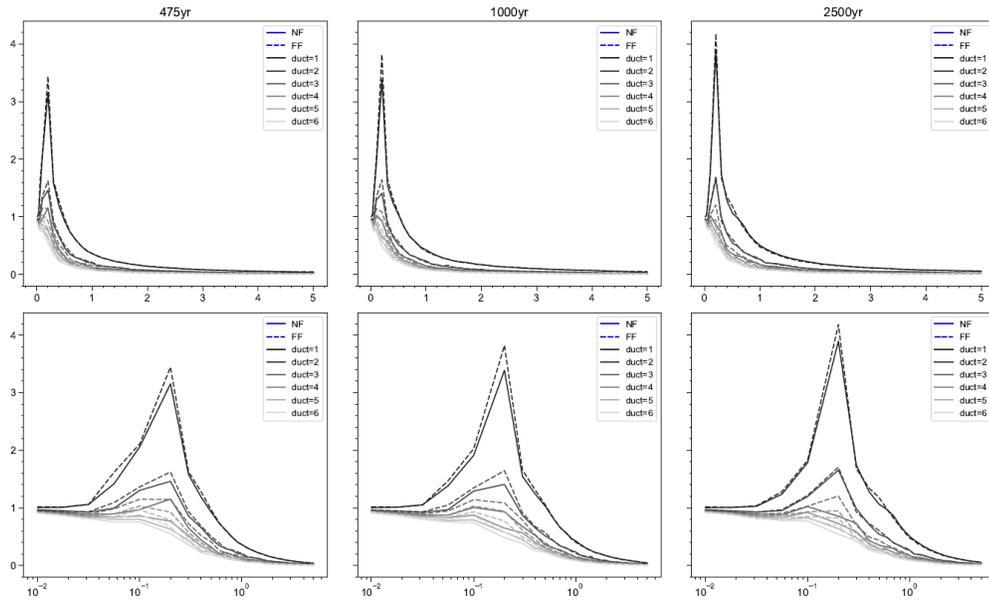
Anexo 6. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “CICG”.



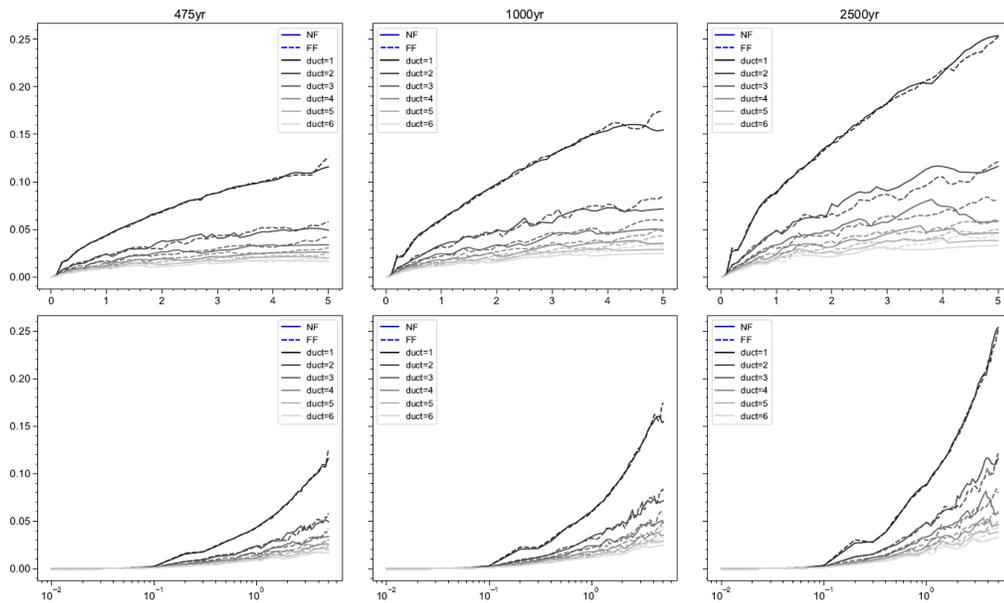
Anexo 7. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “CICG”.



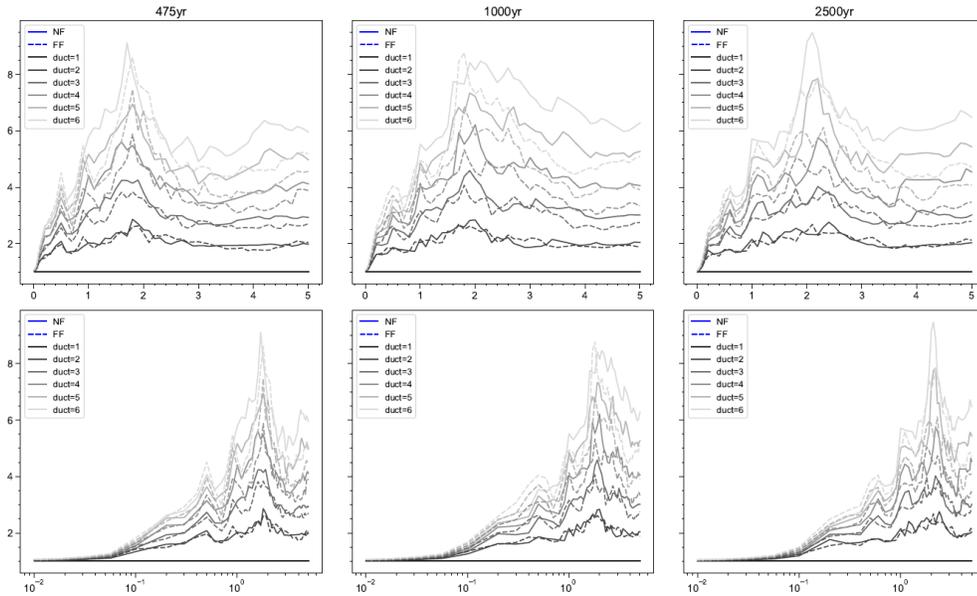
Anexo 8. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “CICG”.



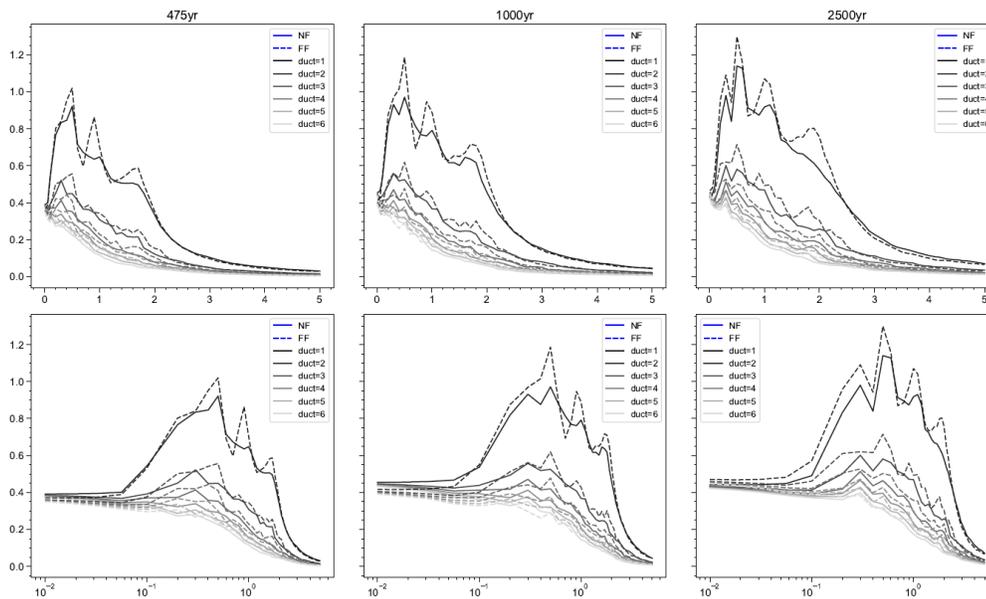
Anexo 9. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “CICG”.



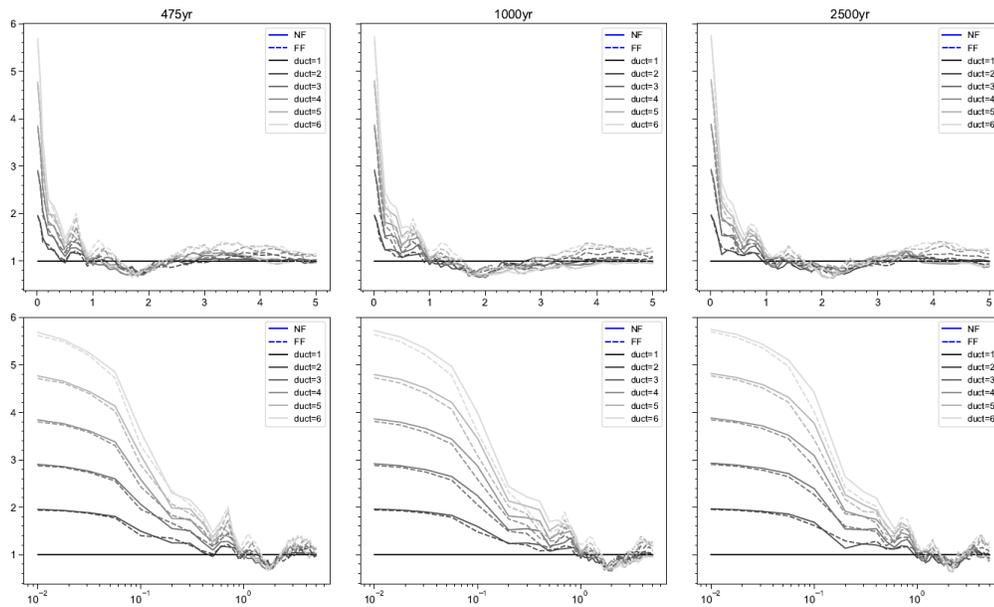
Anexo 10. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “CICG”.



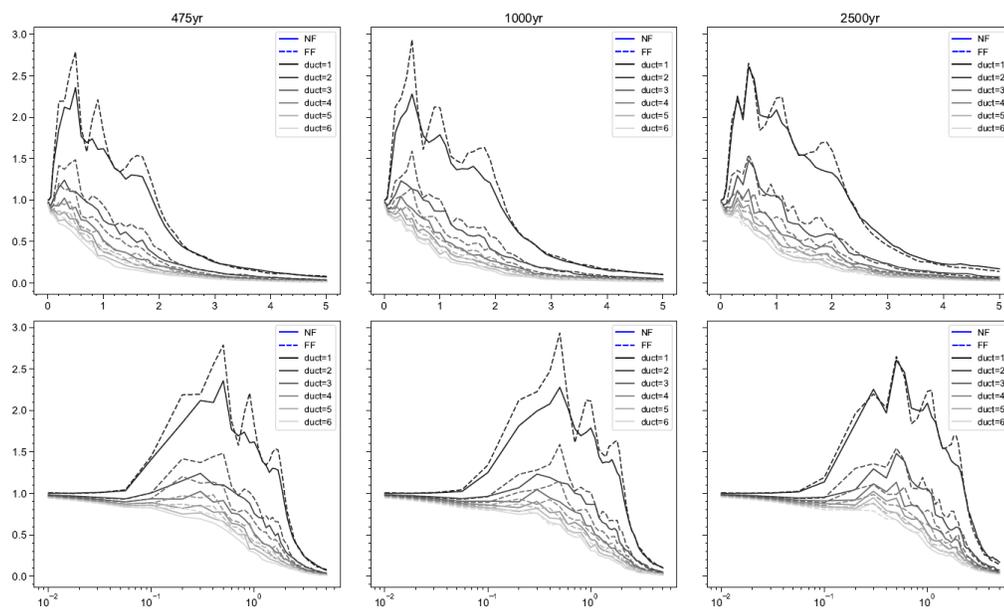
Anexo 11. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-1”.



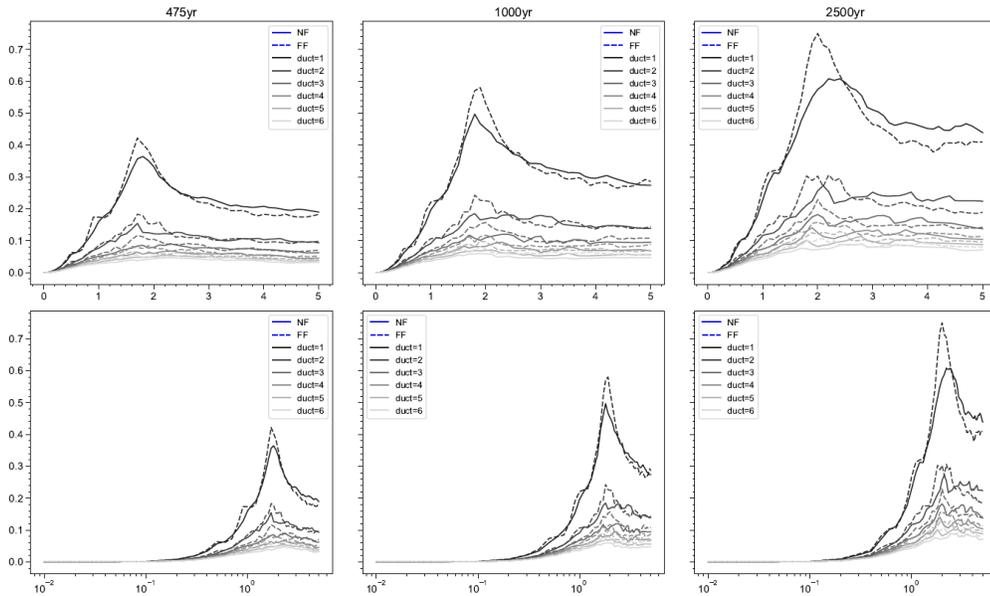
Anexo 12. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-1”.



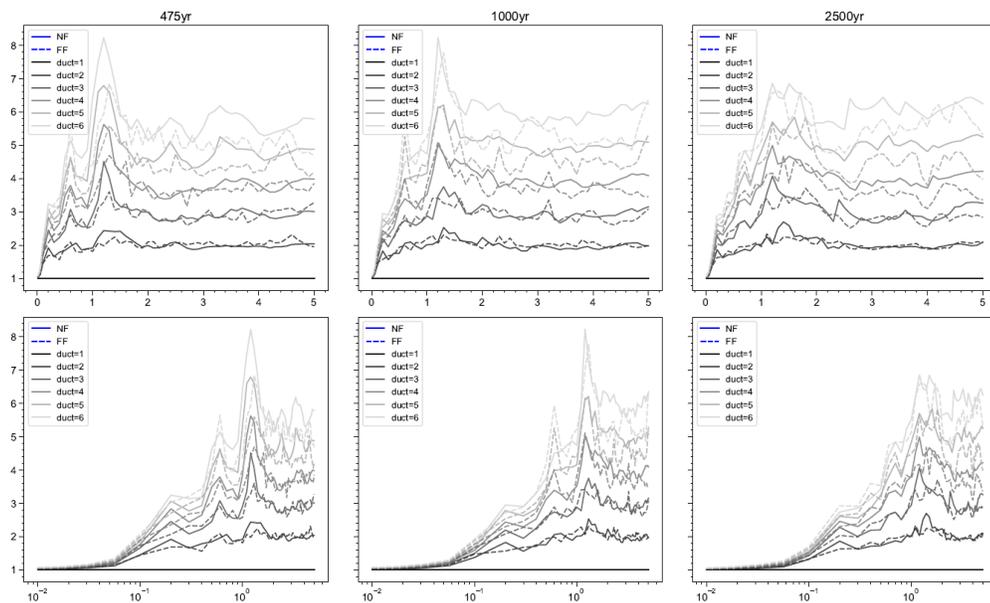
Anexo 13. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-1”.



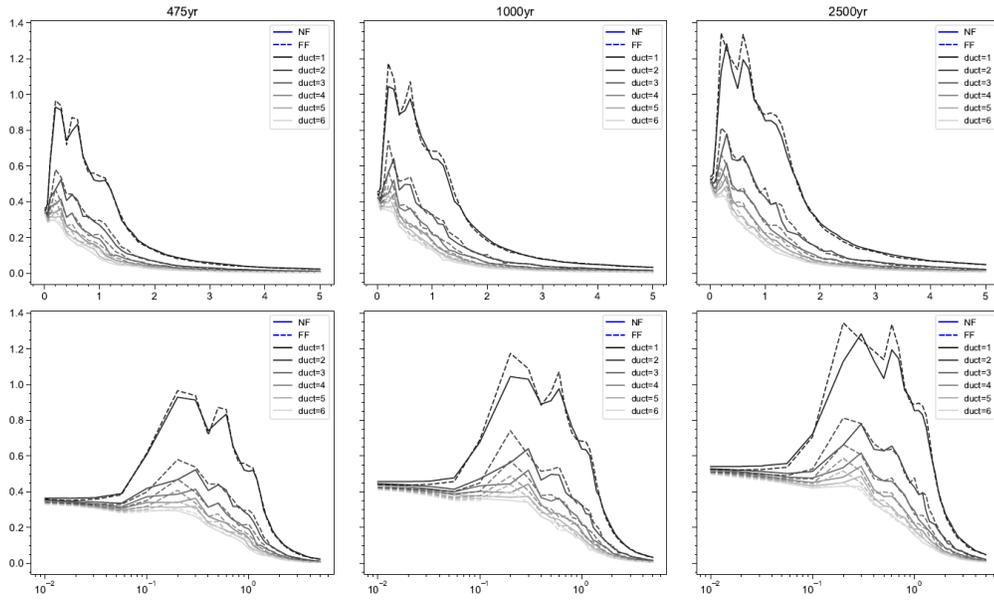
Anexo 14. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-1”.



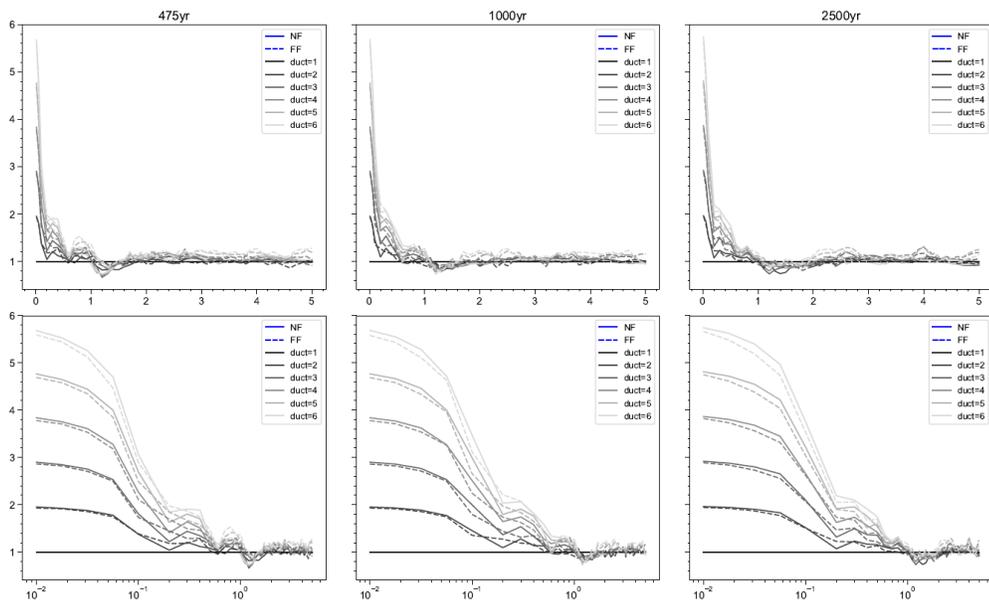
Anexo 15. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-1”.



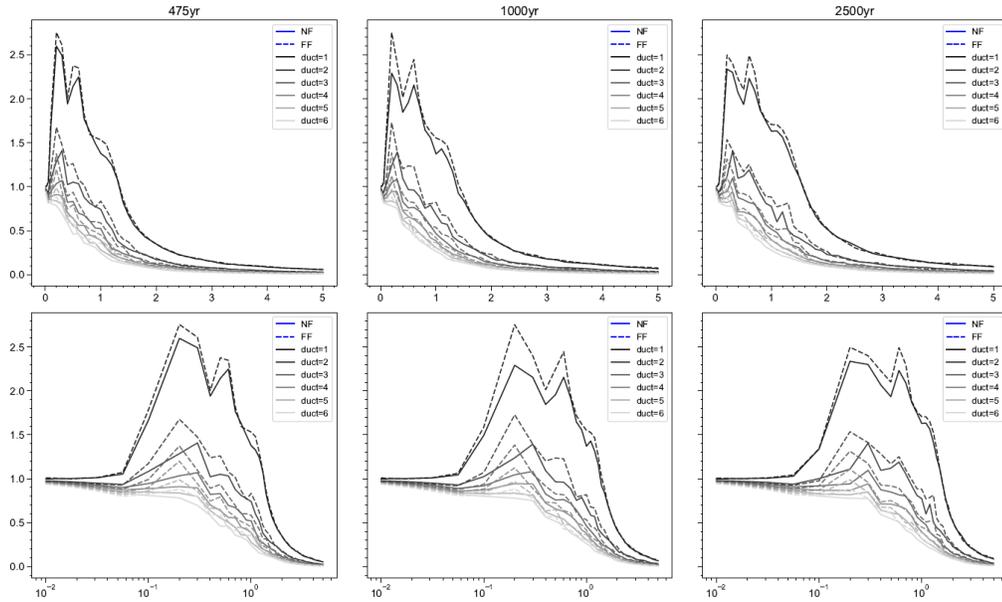
Anexo 16. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-2”.



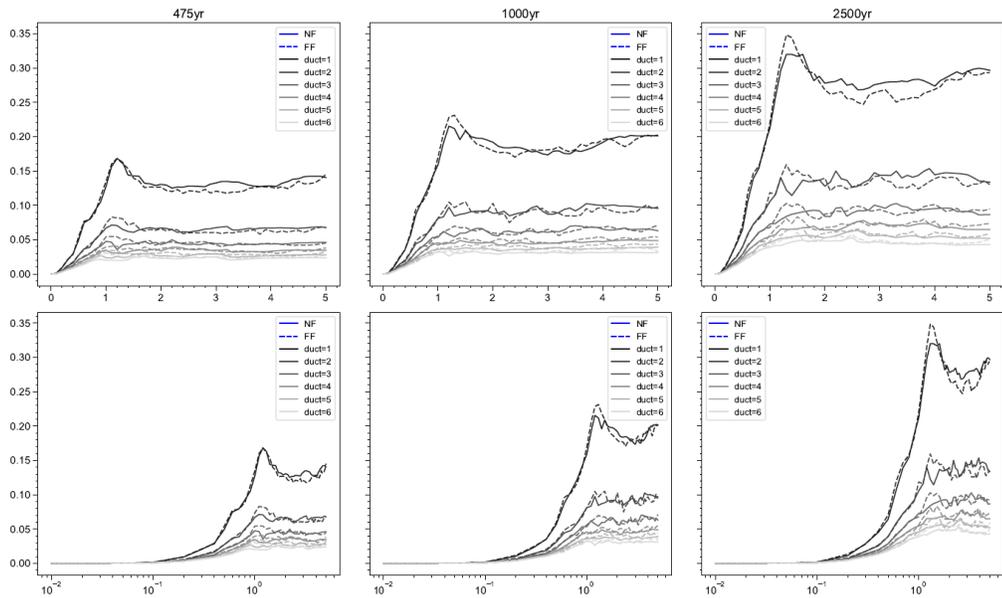
Anexo 17. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-2”.



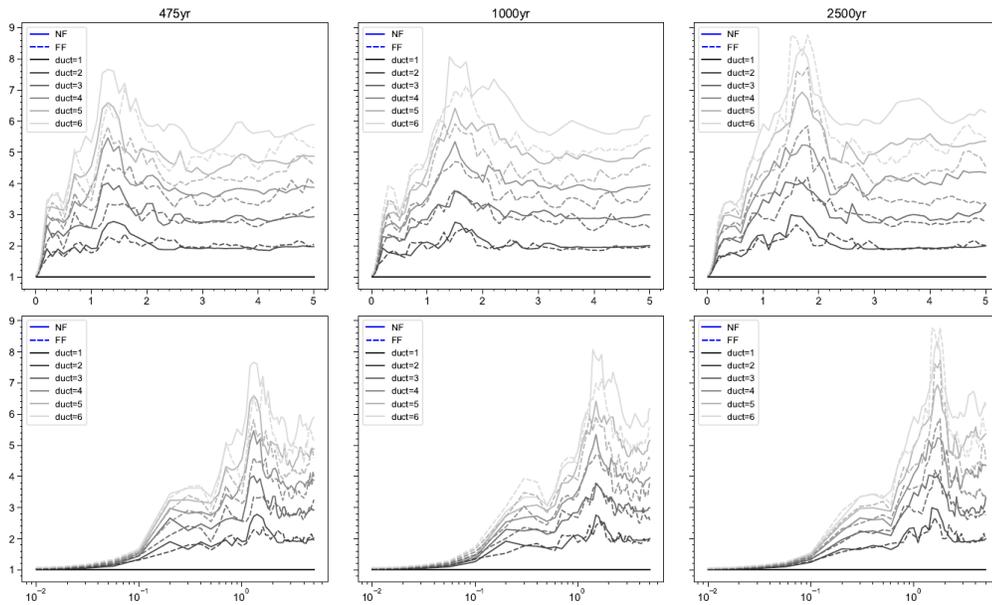
Anexo 18. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-2”.



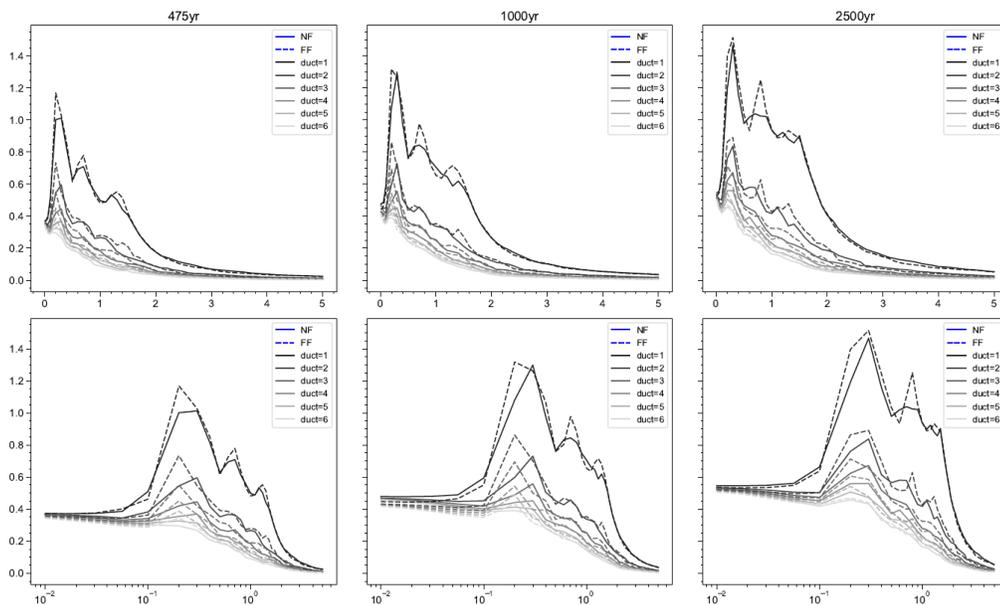
Anexo 19. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-2”.



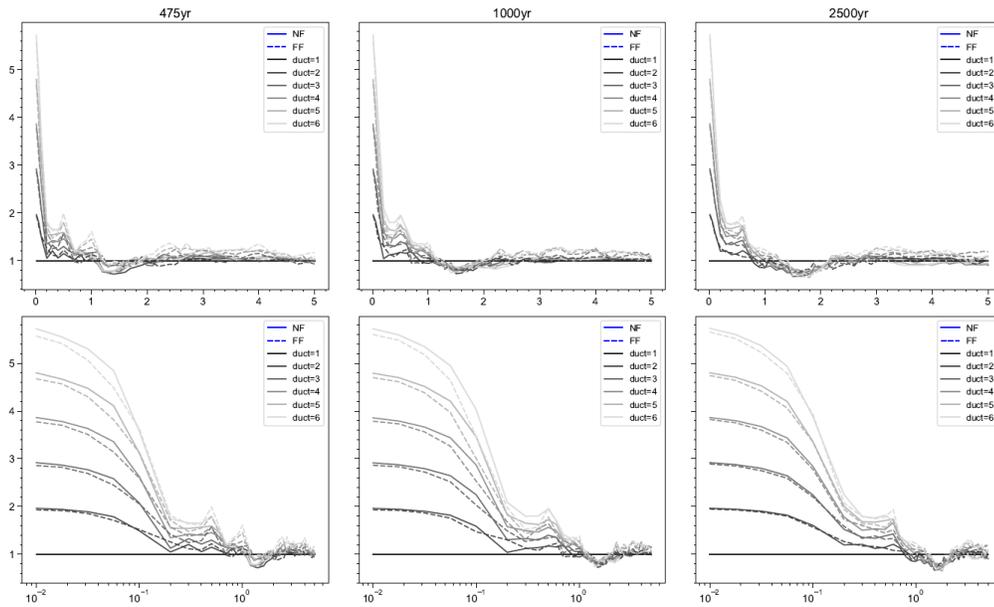
Anexo 20. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-2”.



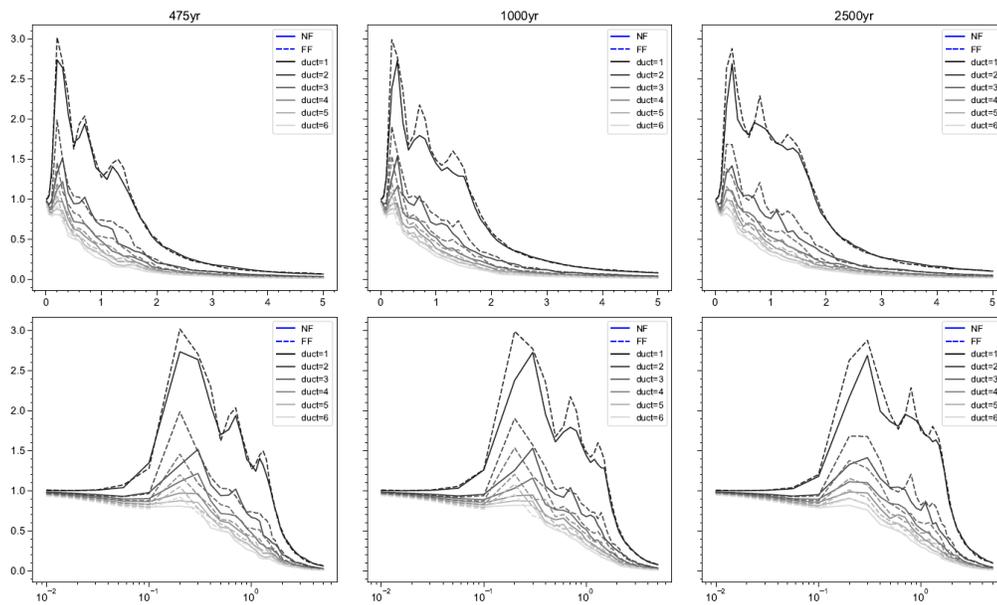
Anexo 21. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-3”.



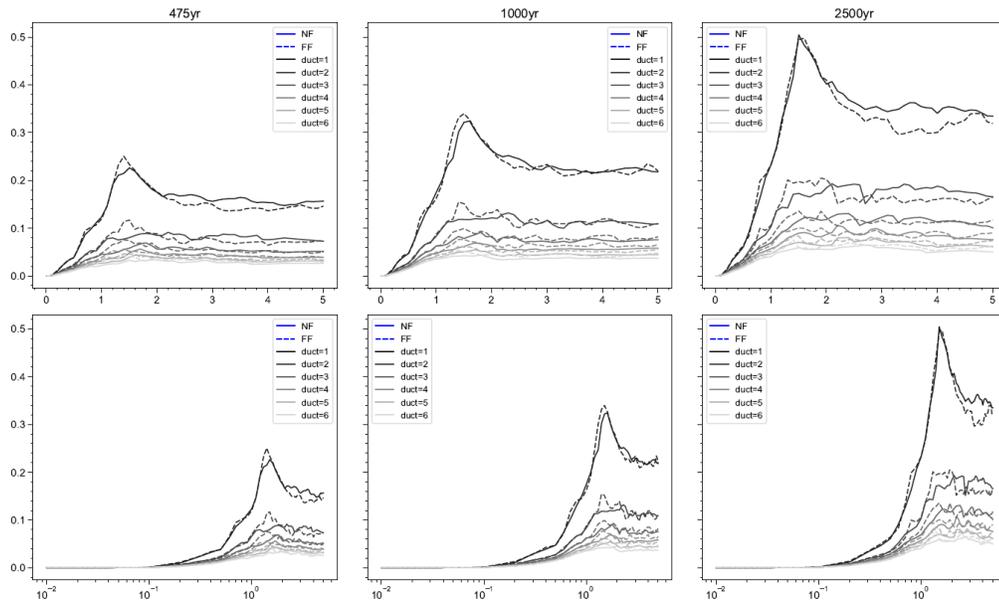
Anexo 22. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-3”.



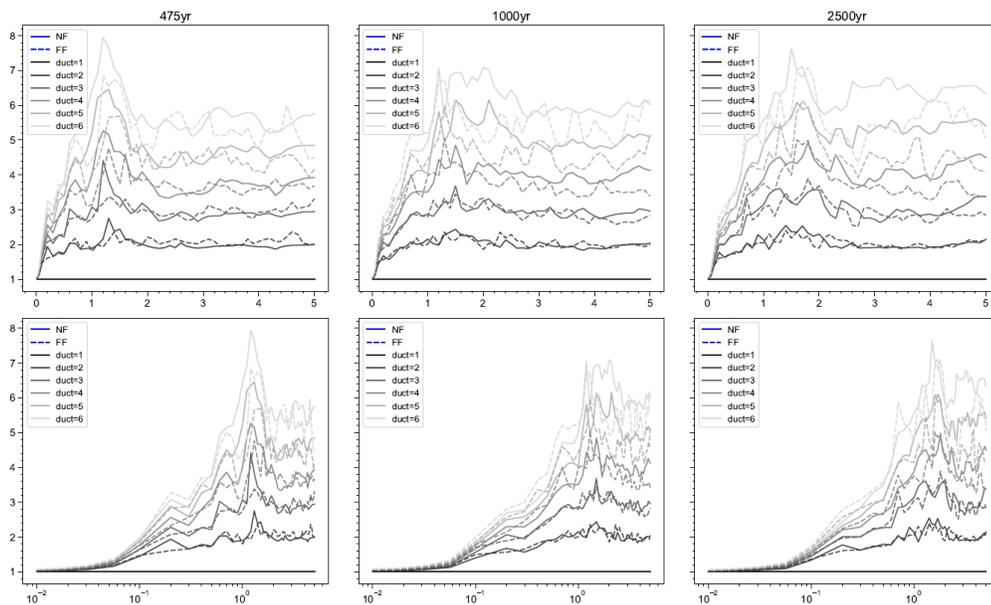
Anexo 23. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-3”.



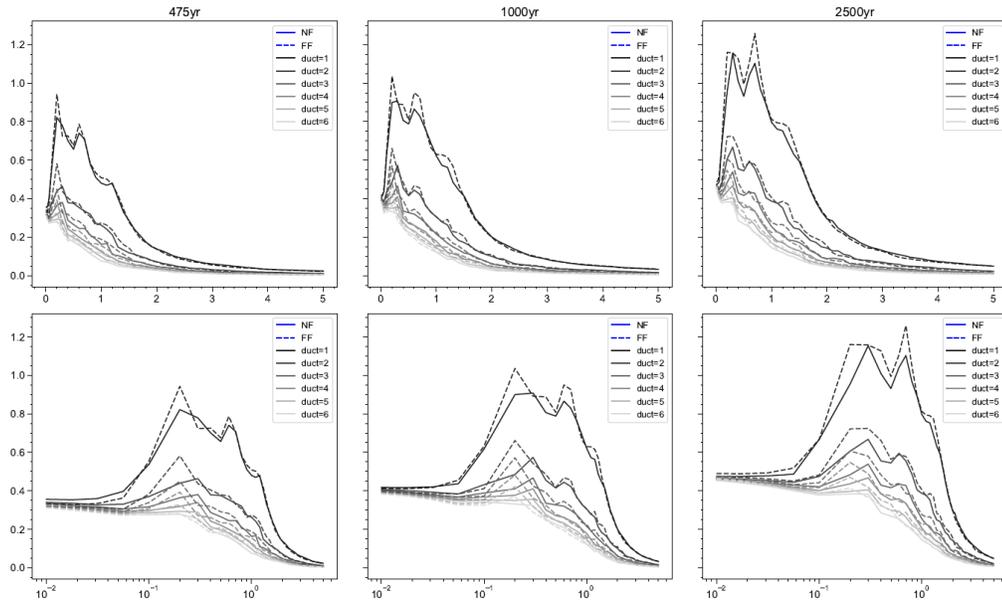
Anexo 24. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-3”.



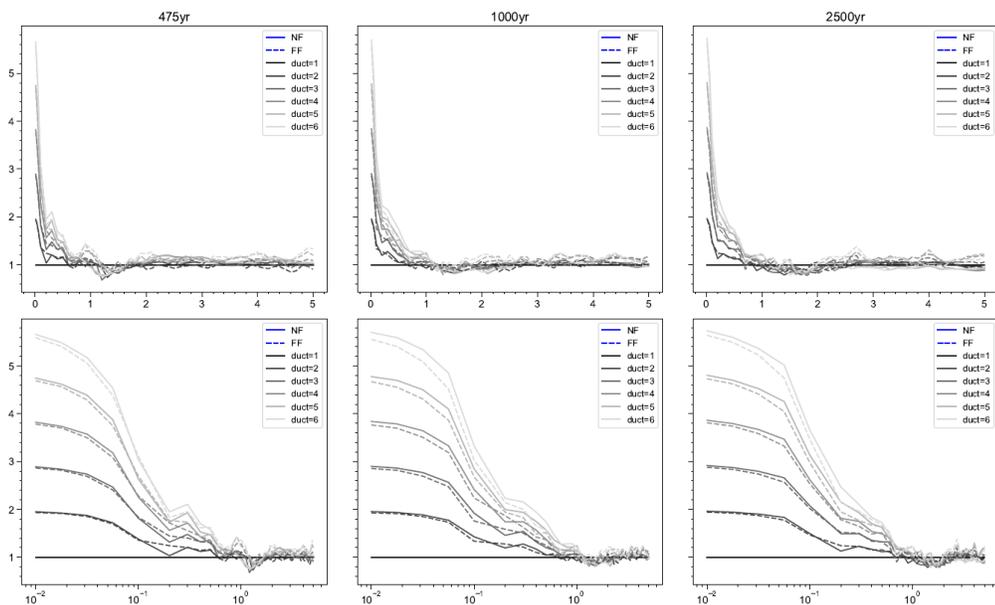
Anexo 25. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-3”.



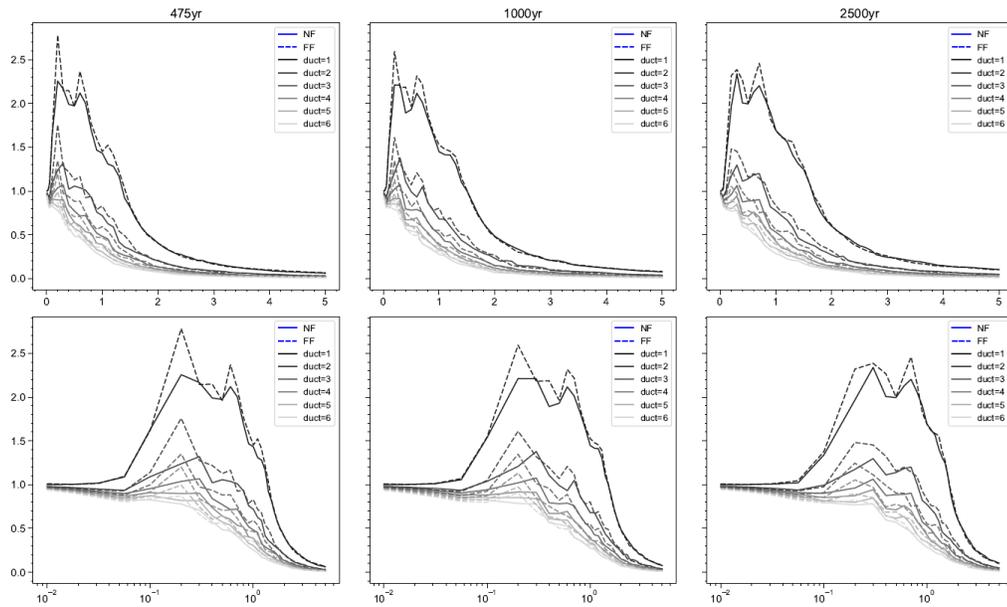
Anexo 26. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-4”.



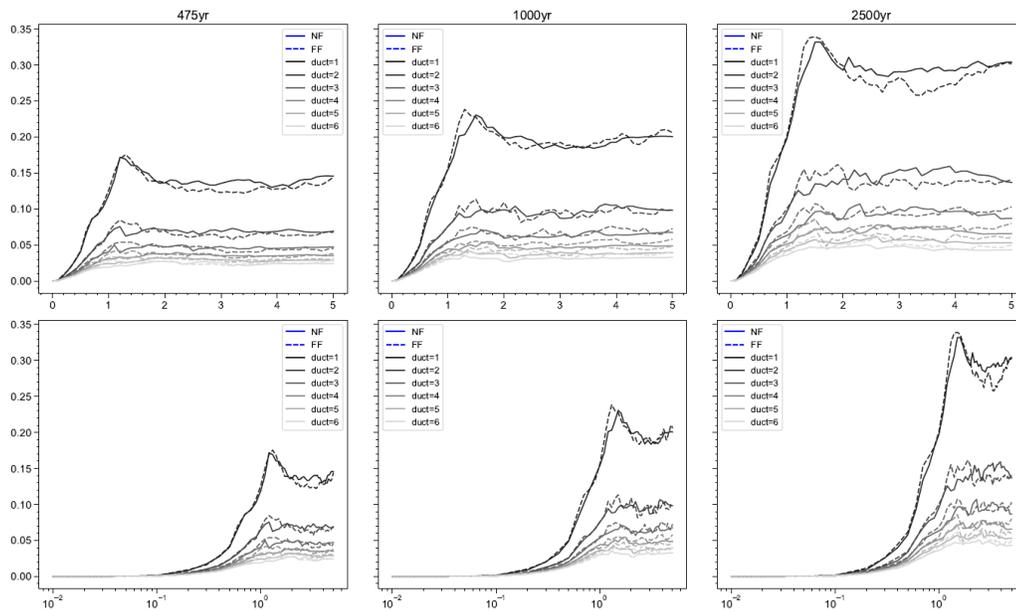
Anexo 27. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-4”.



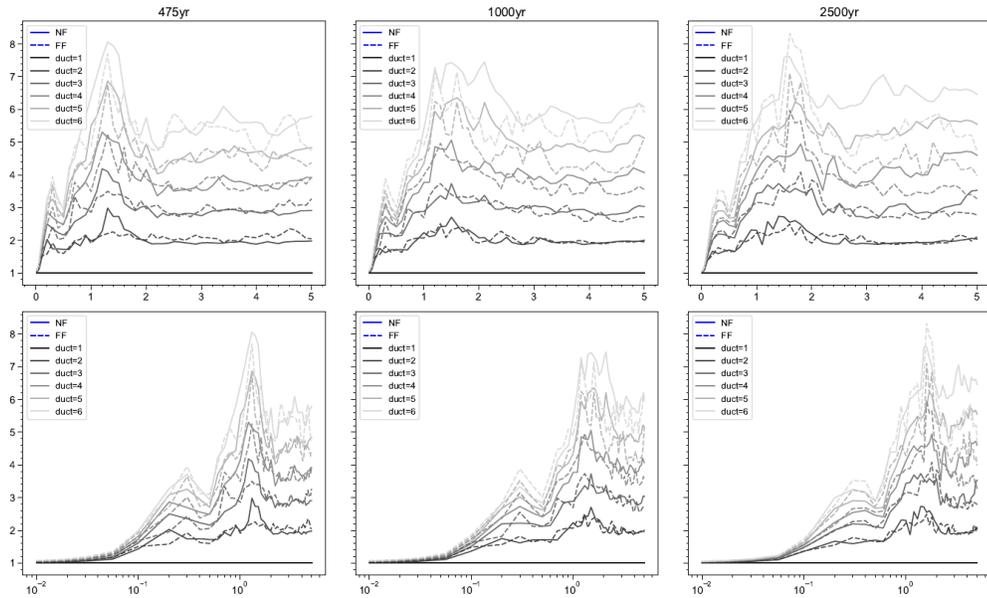
Anexo 28. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-4”.



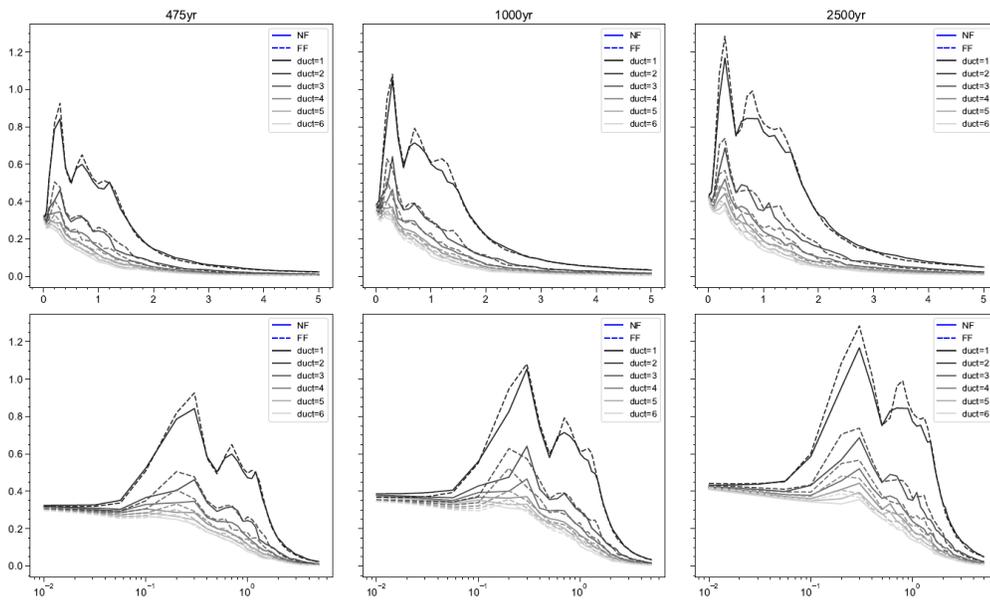
Anexo 29. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-4”.



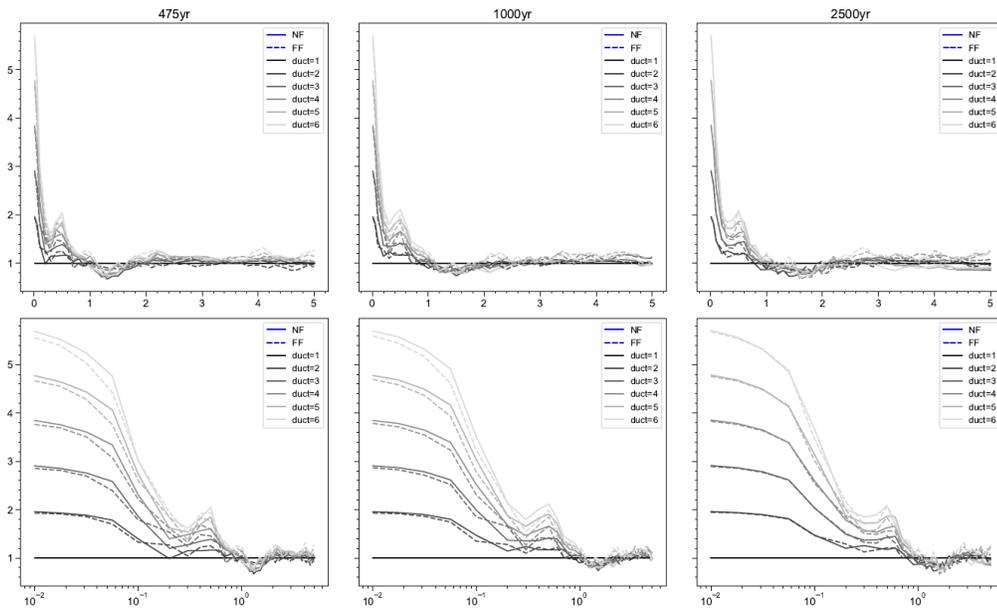
Anexo 30. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-4”.



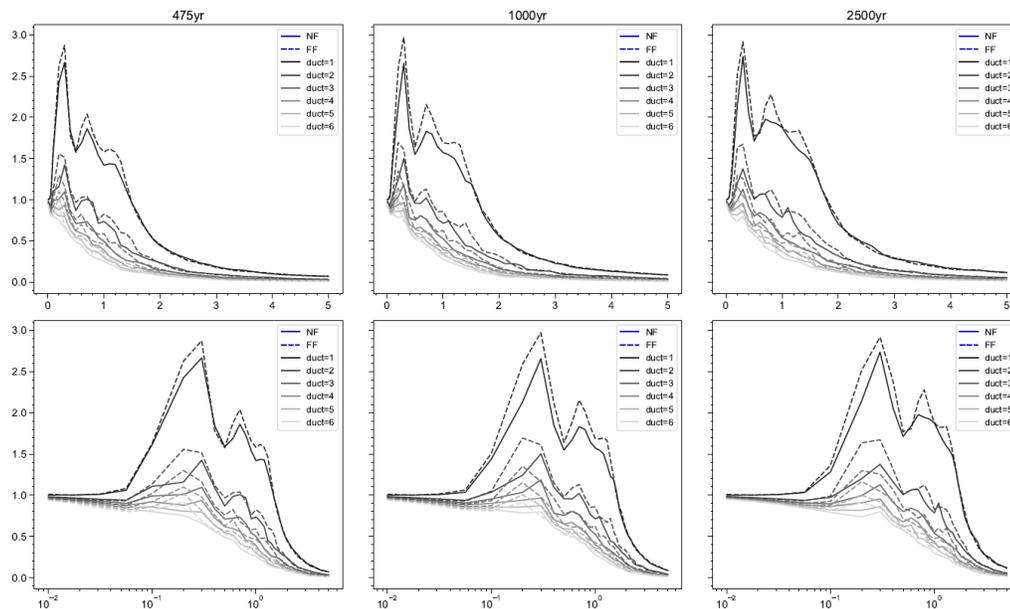
Anexo 31. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-5”.



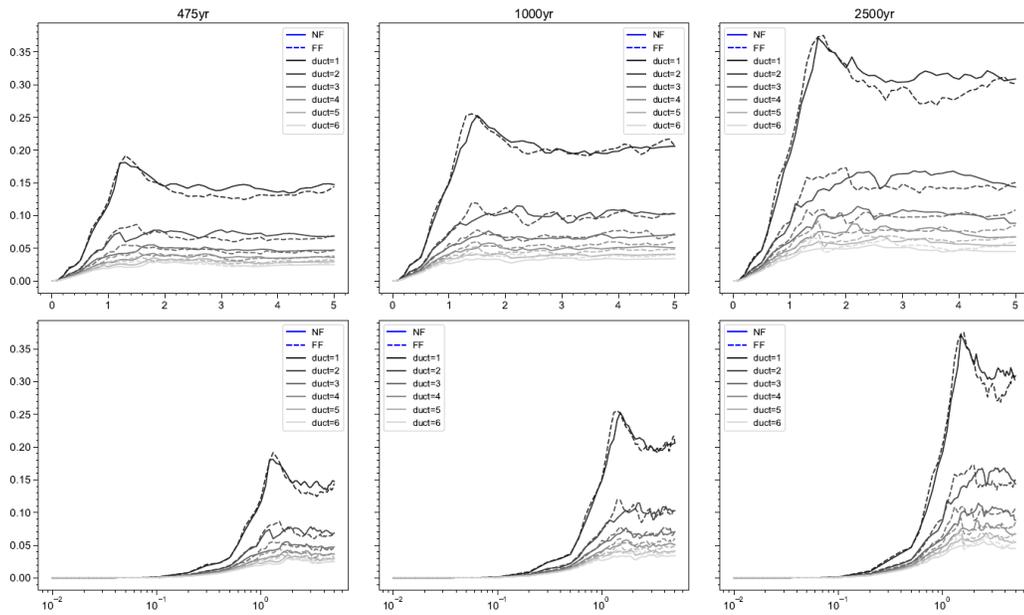
Anexo 32. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-5”.



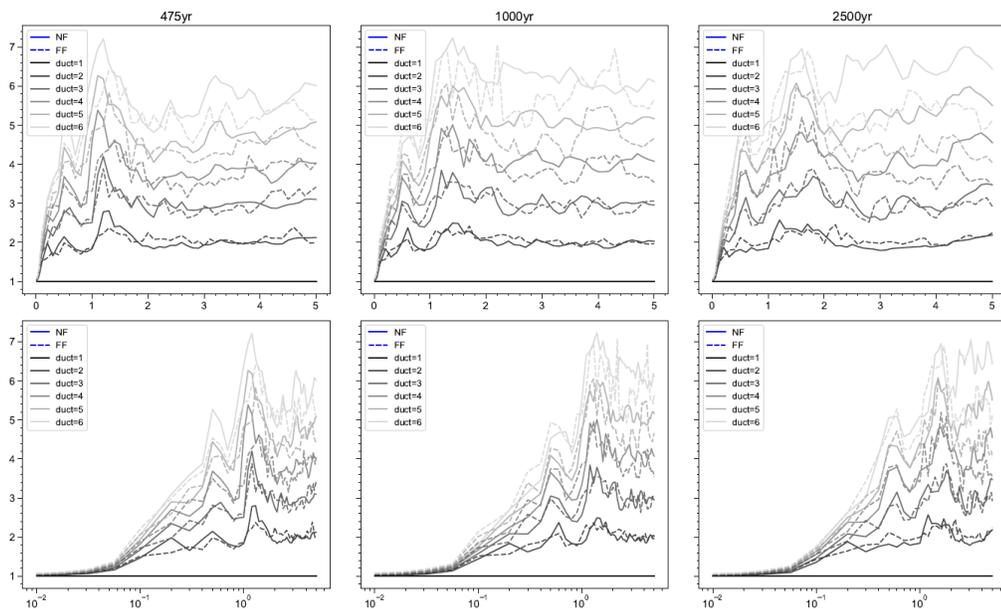
Anexo 33. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-5”.



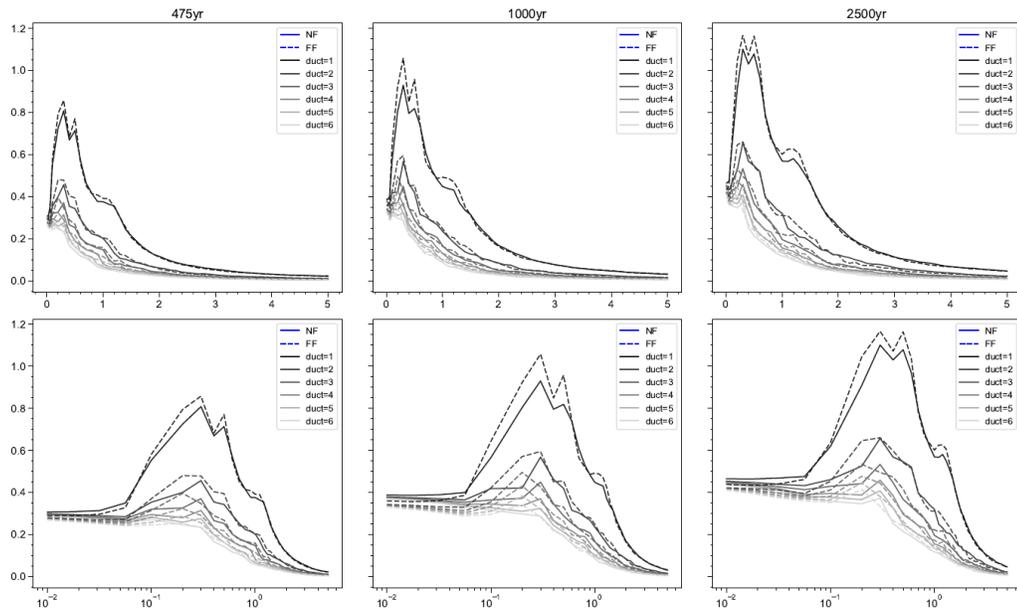
Anexo 34. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-5”.



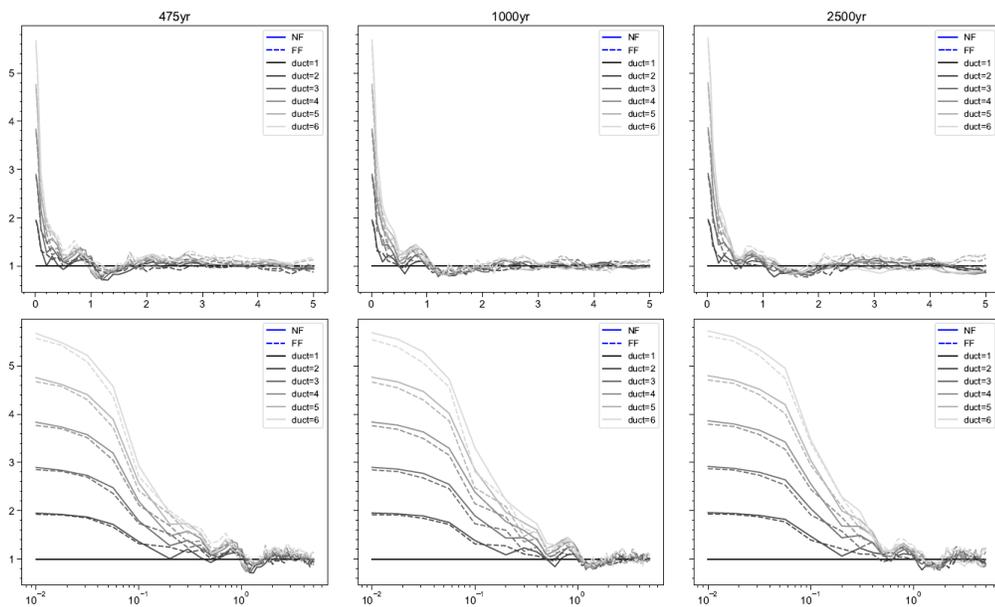
Anexo 35. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D1-5”.



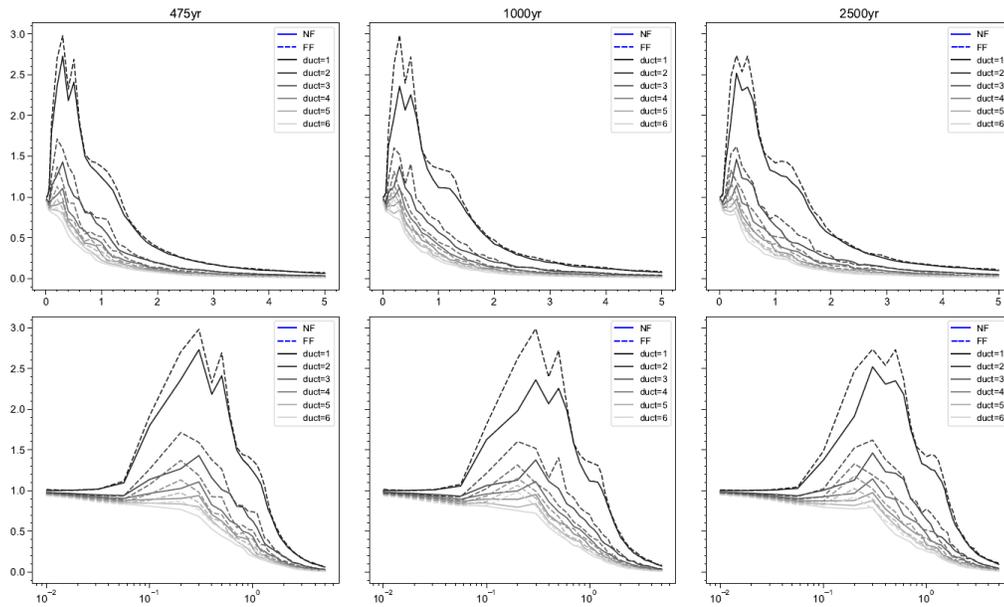
Anexo 36. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-1”.



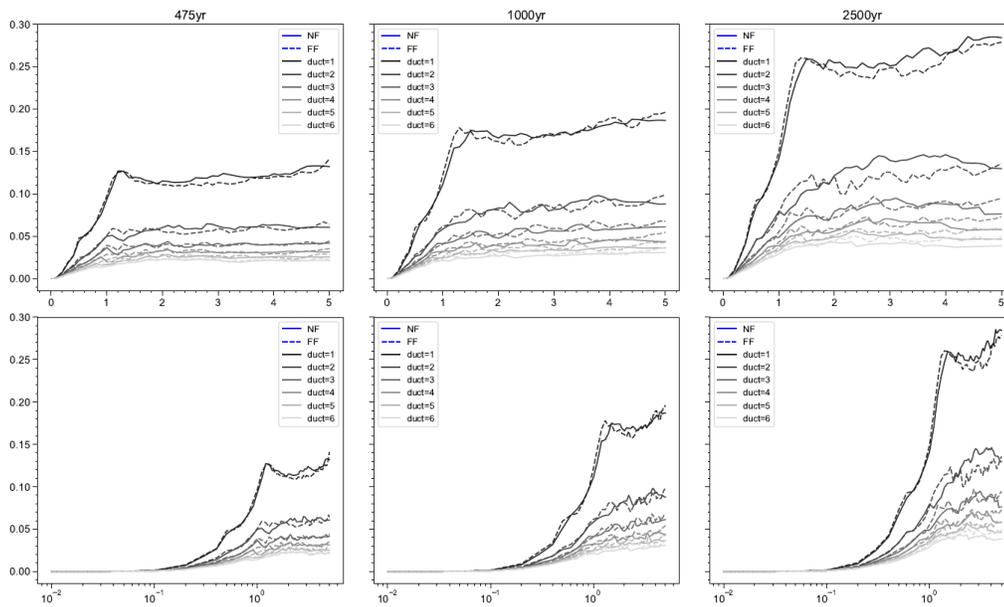
Anexo 37. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-1”.



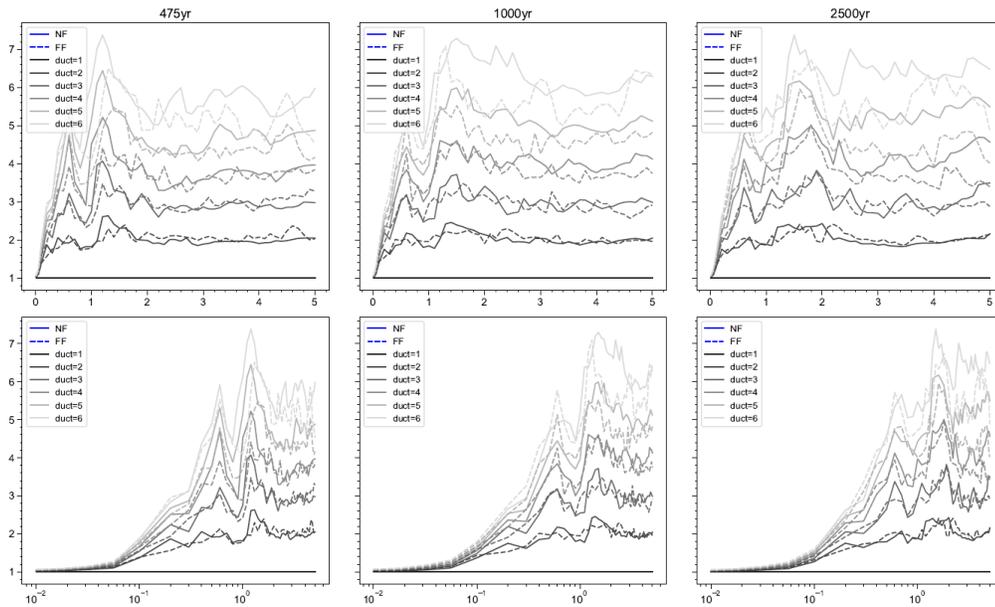
Anexo 38. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-1”.



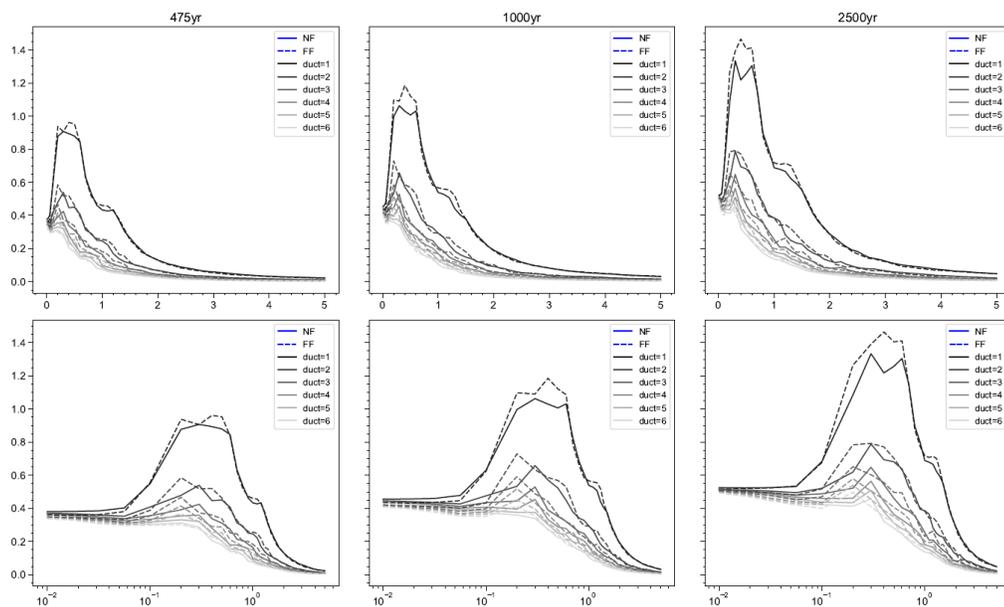
Anexo 39. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-1”.



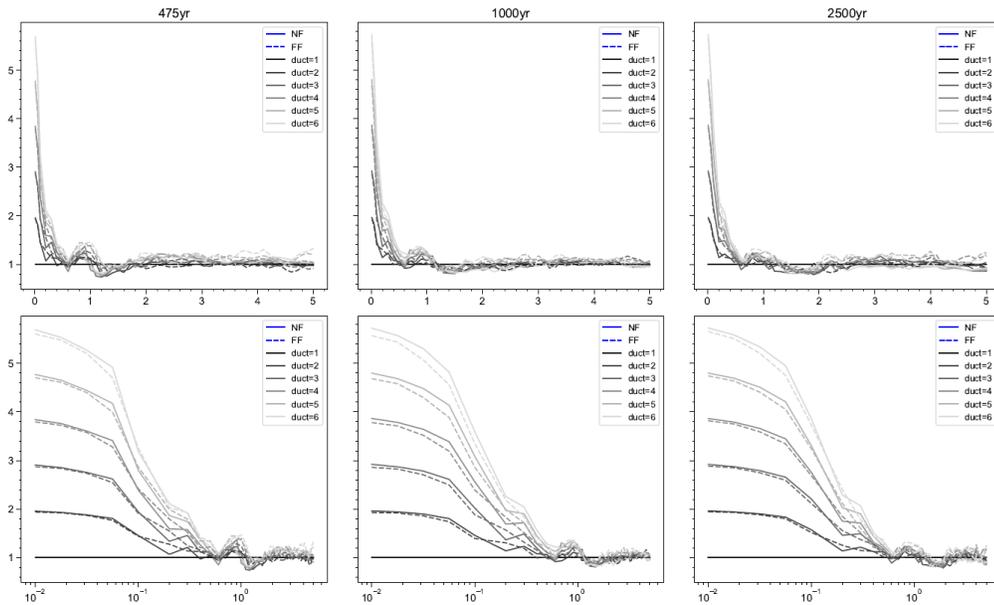
Anexo 40. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-1”.



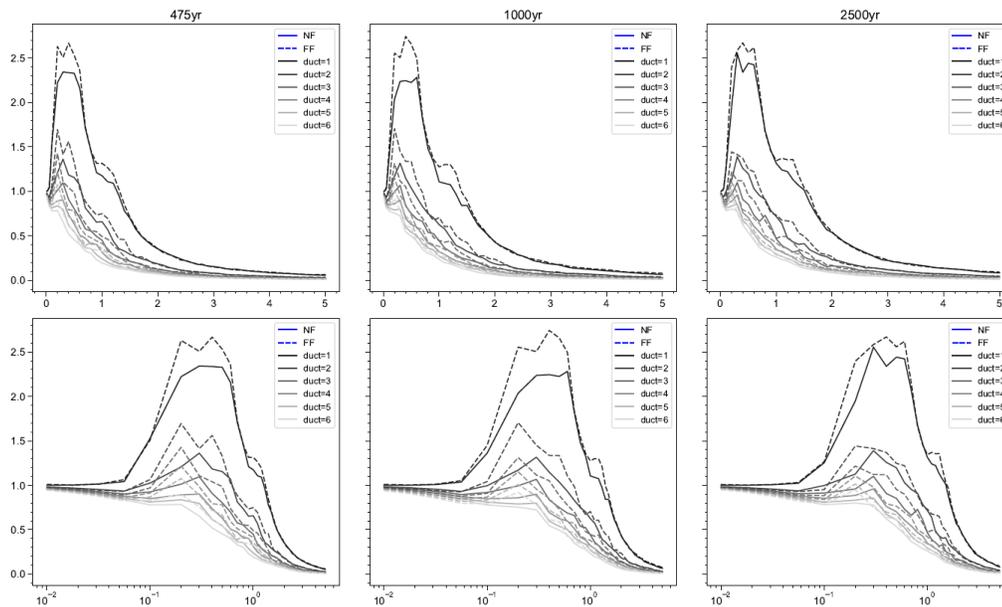
Anexo 41. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-2”.



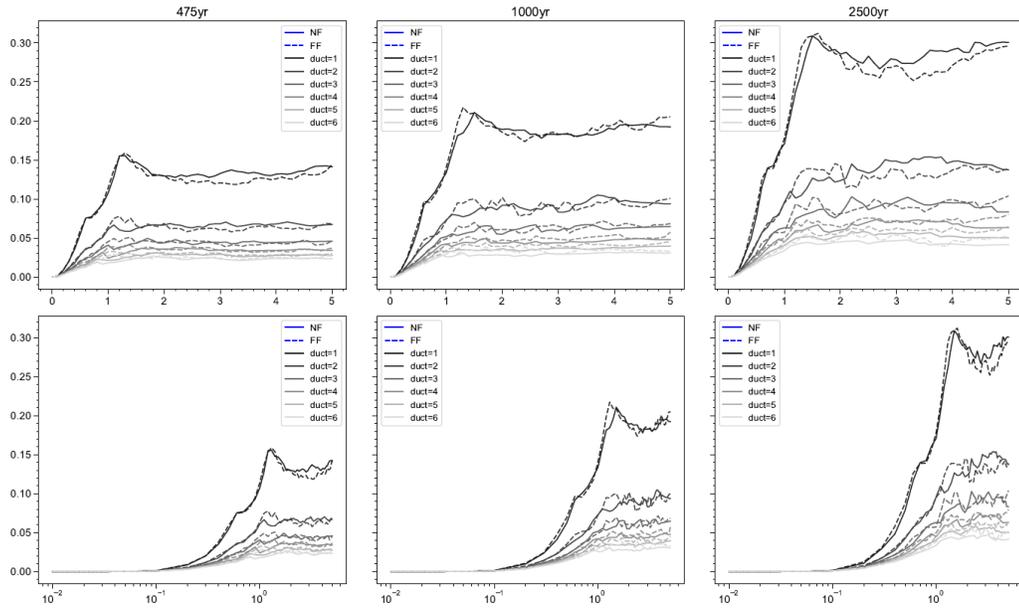
Anexo 42. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-2”.



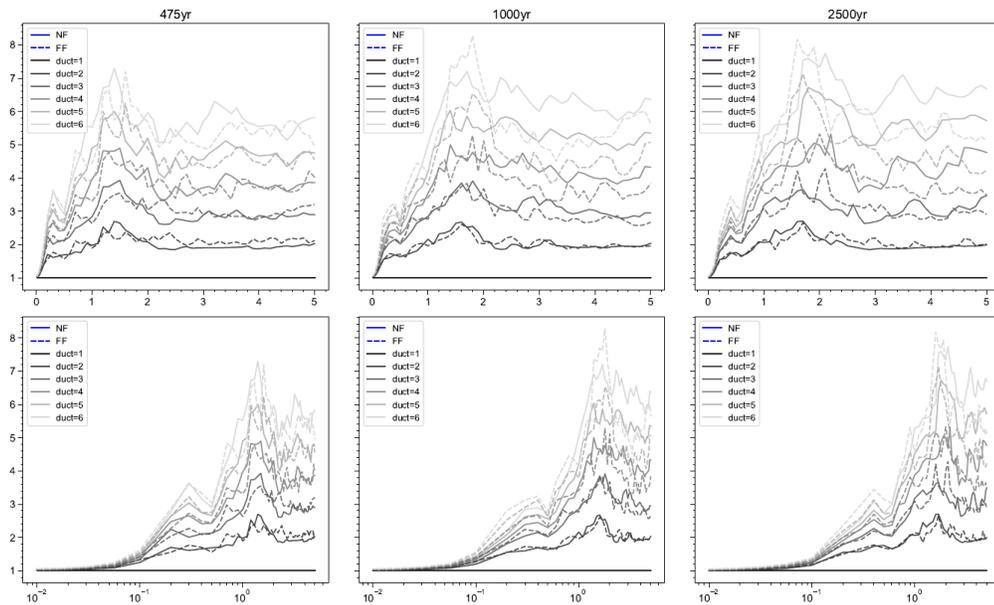
Anexo 43. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-2”.



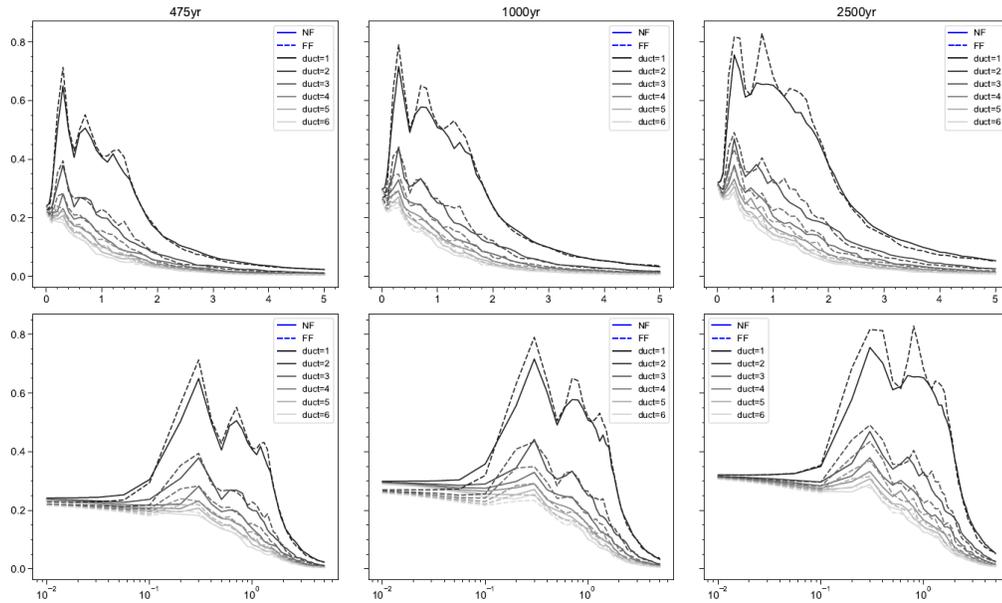
Anexo 44. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-2”.



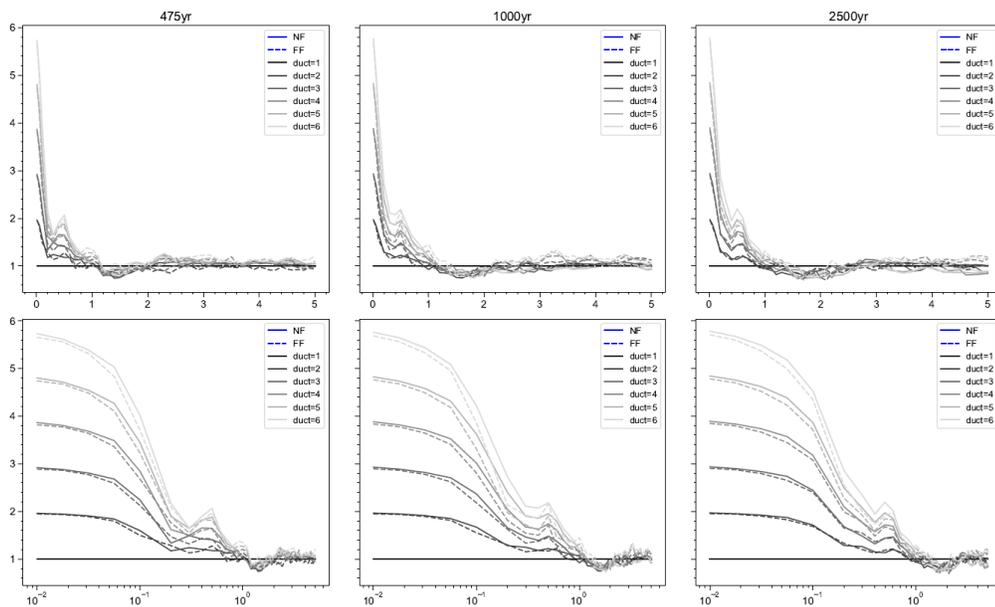
Anexo 45. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D2-2”.



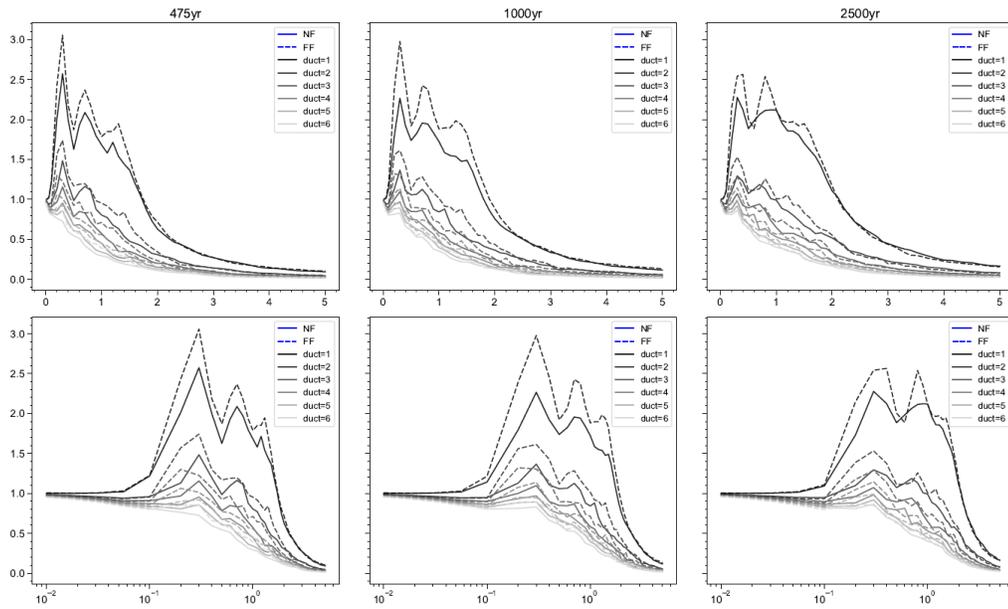
Anexo 46. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a1”.



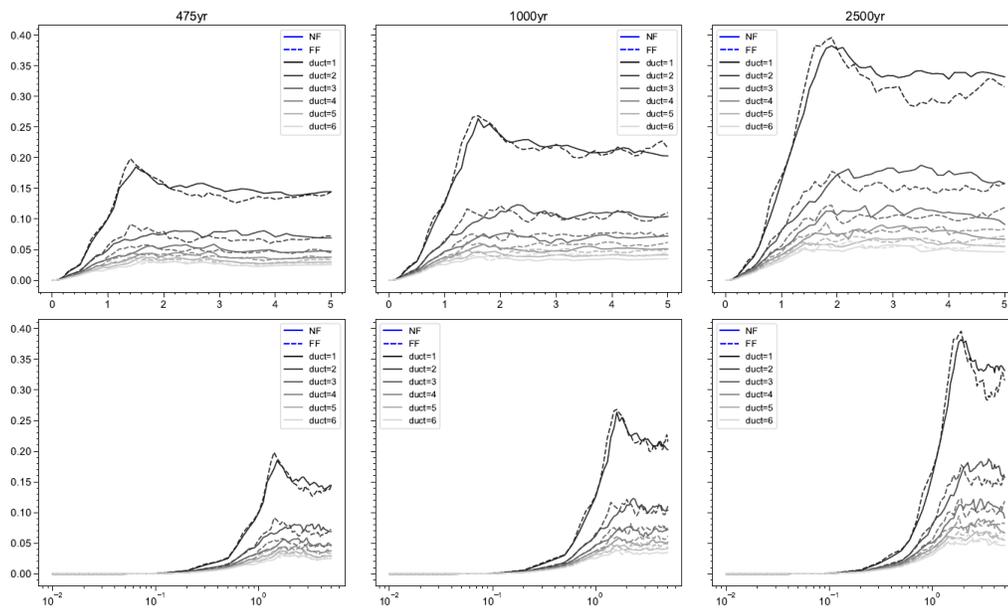
Anexo 47. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a1”.



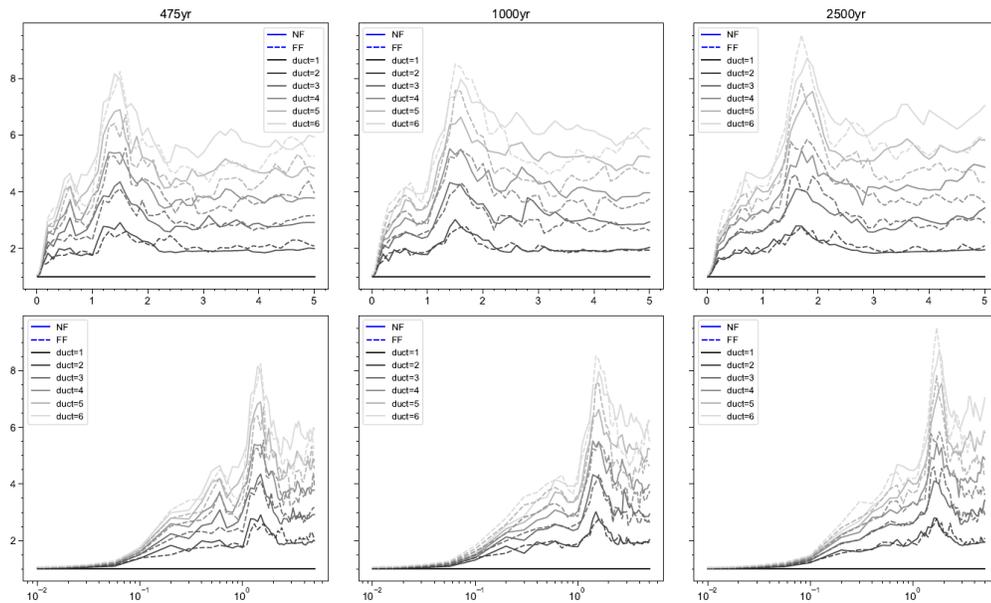
Anexo 48. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a1”.



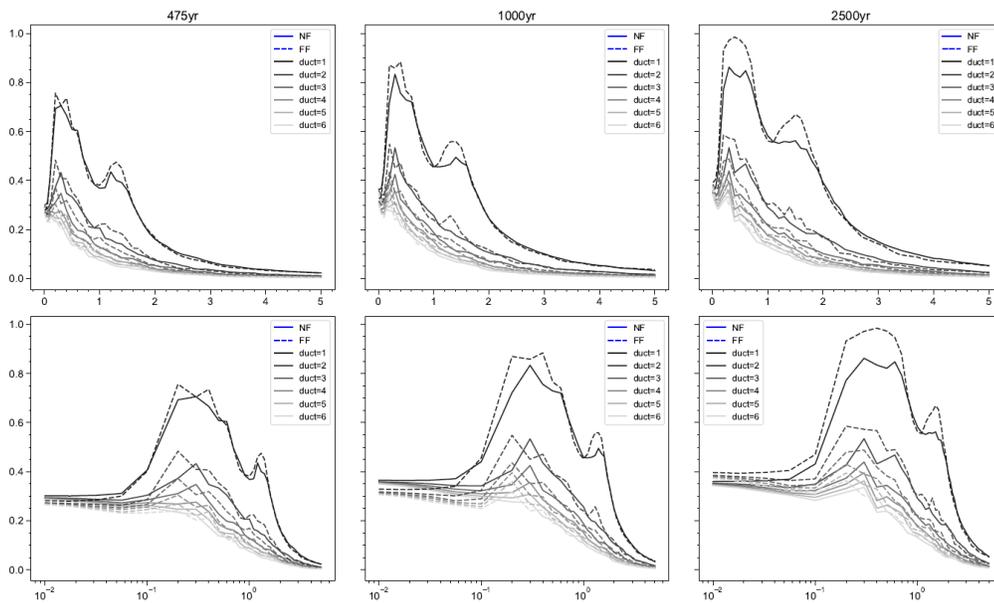
Anexo 49. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a1”.



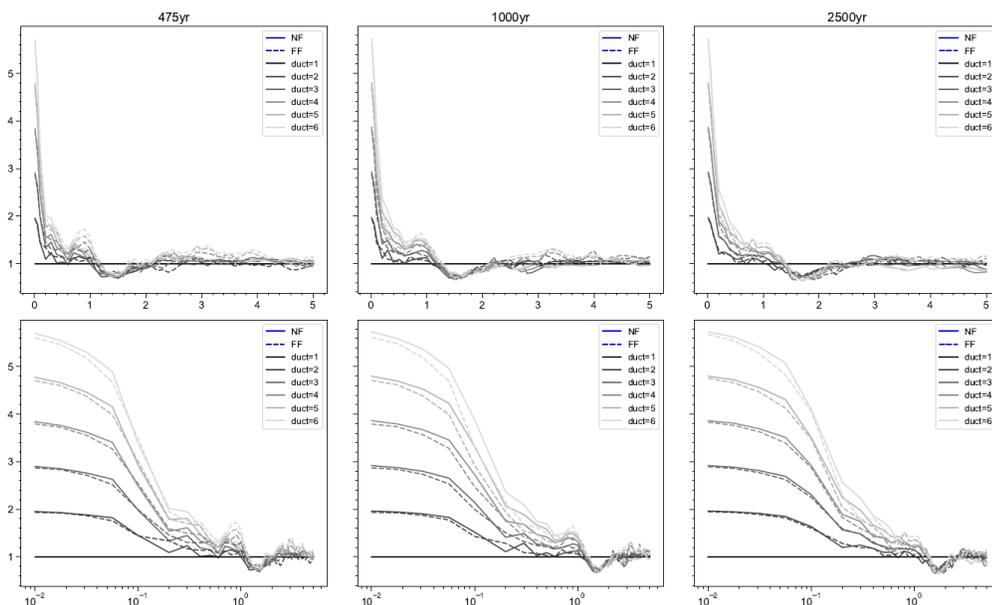
Anexo 50. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a1”.



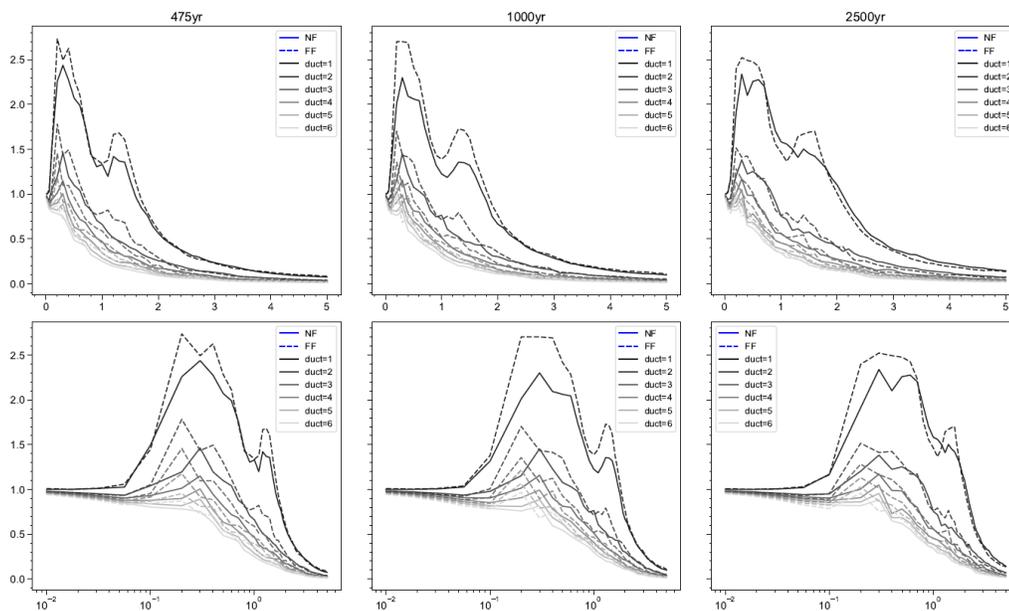
Anexo 51. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a2”.



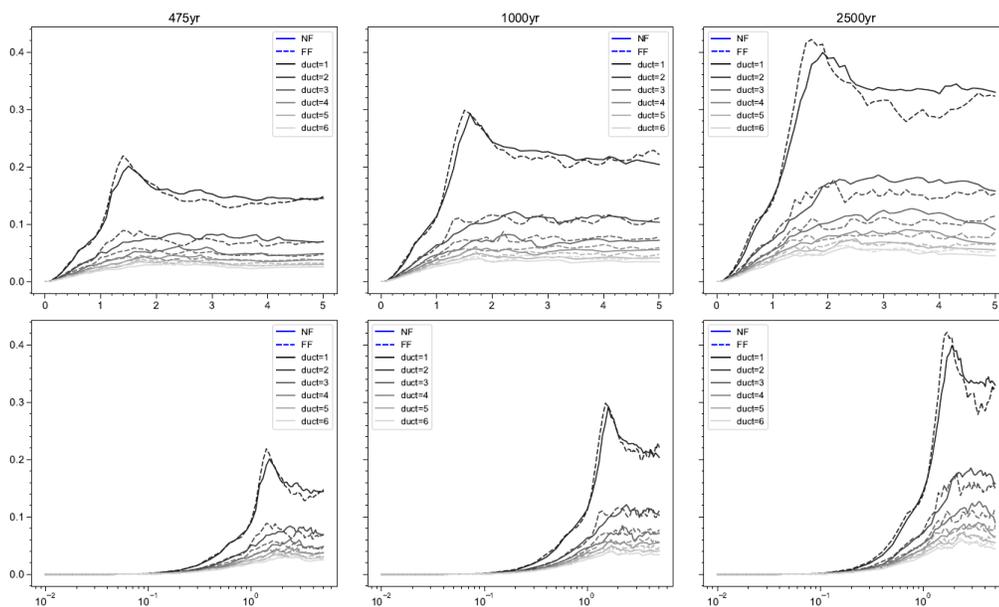
Anexo 52. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a2”.



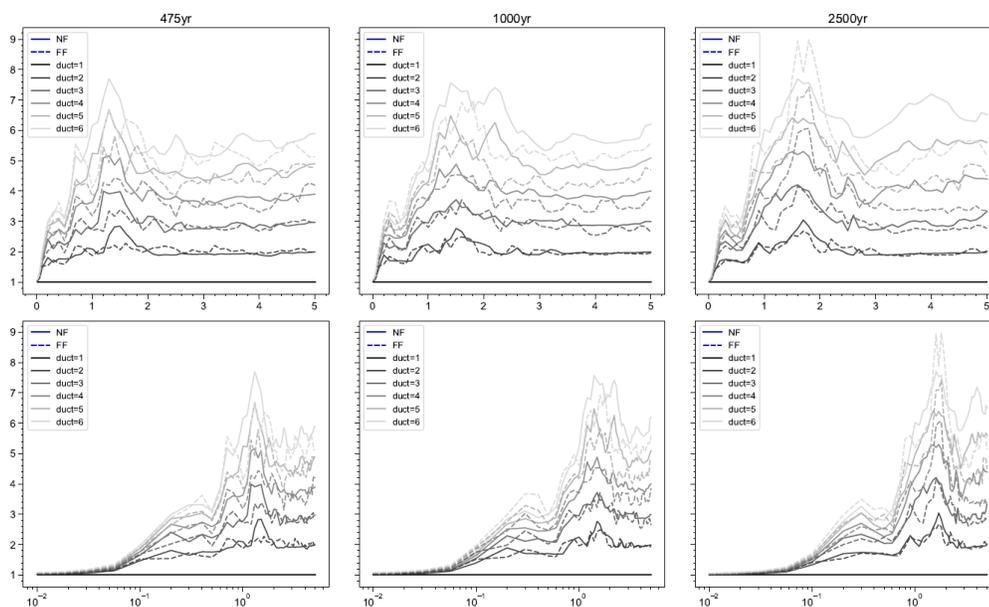
Anexo 53. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a2”.



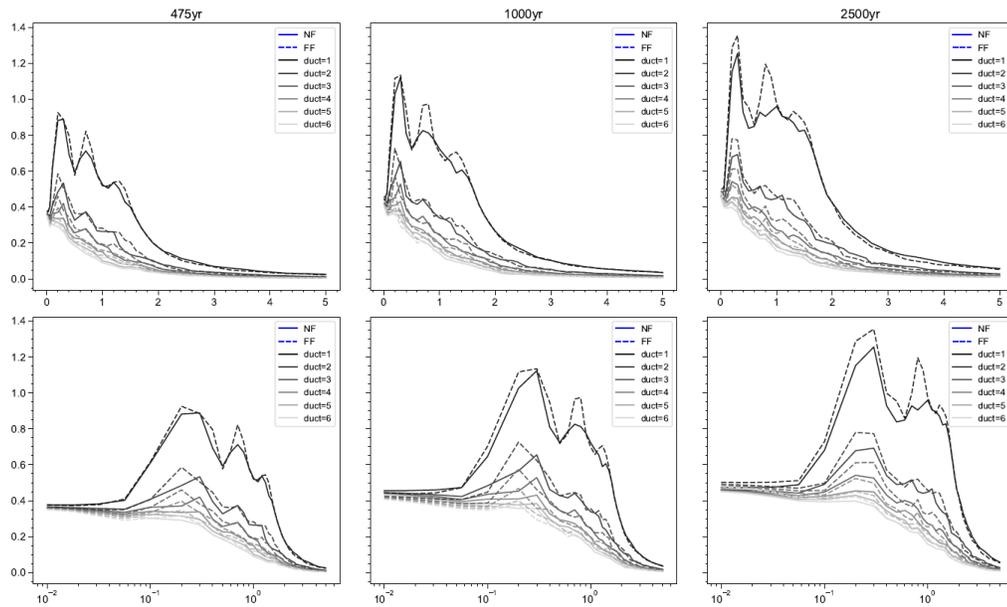
Anexo 54. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a2”.



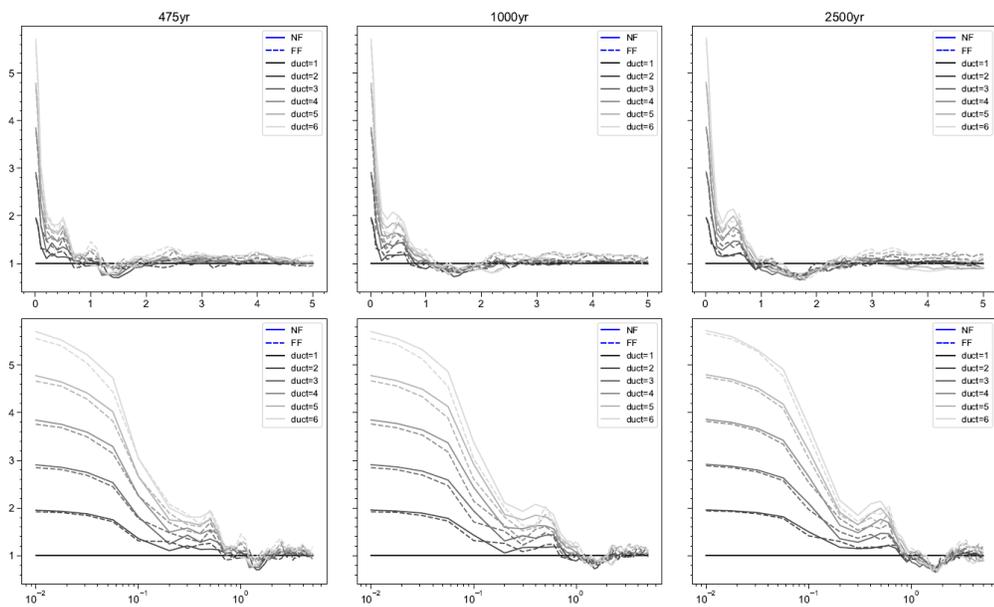
Anexo 55. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a2”.



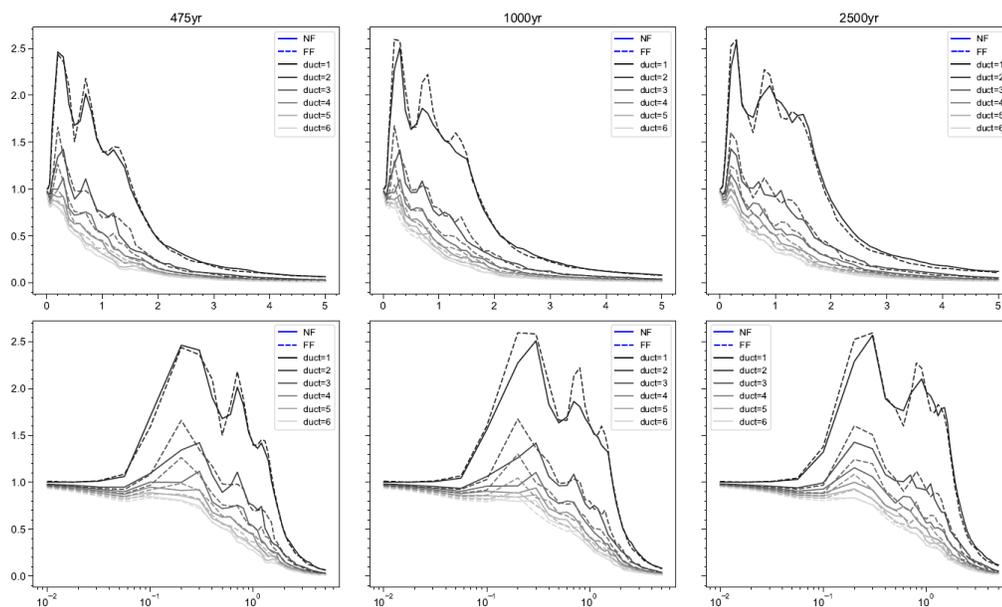
Anexo 56. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a3”.



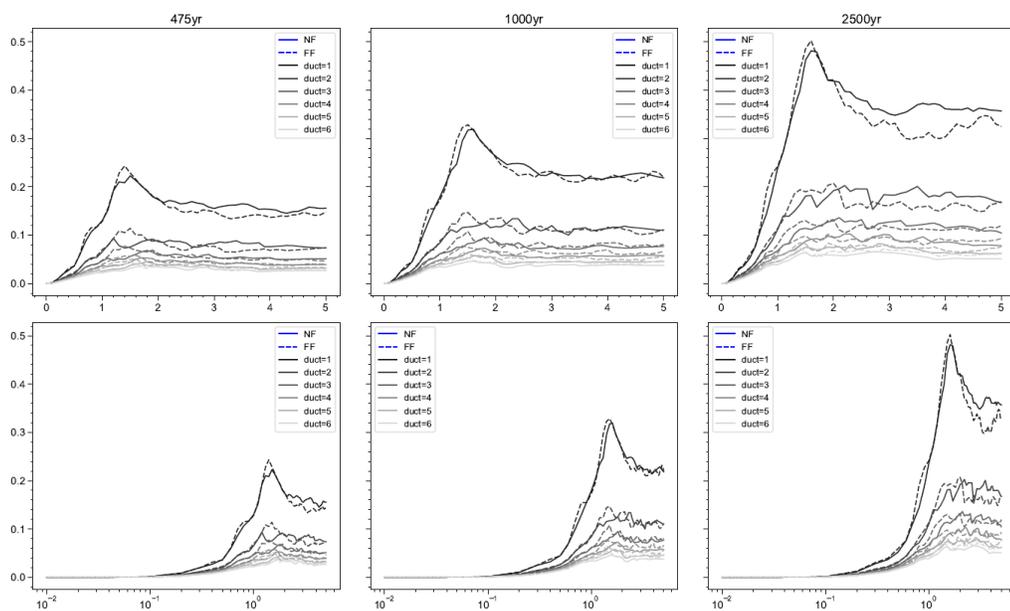
Anexo 57. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3a3".



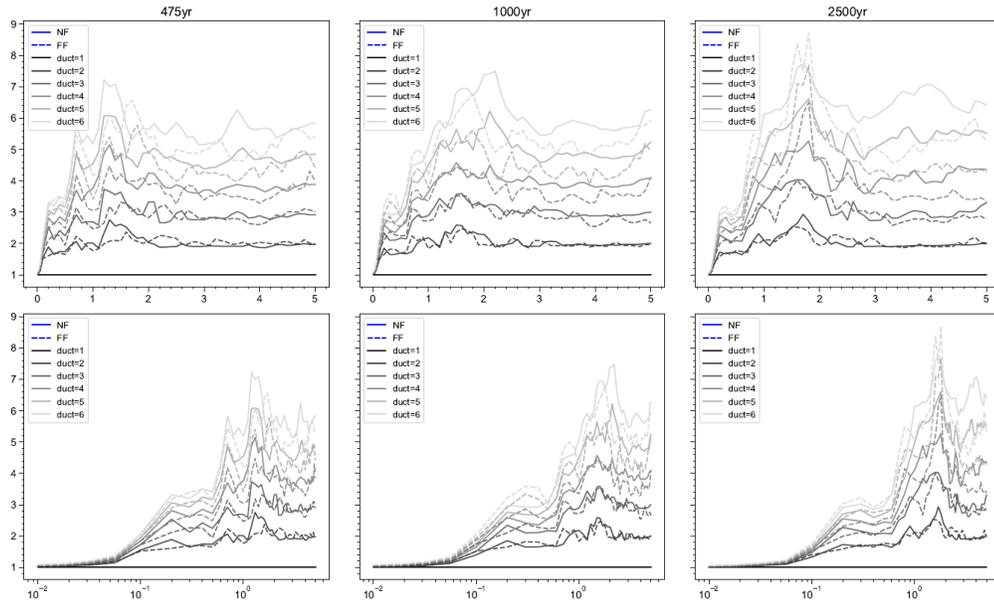
Anexo 58. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3a3".



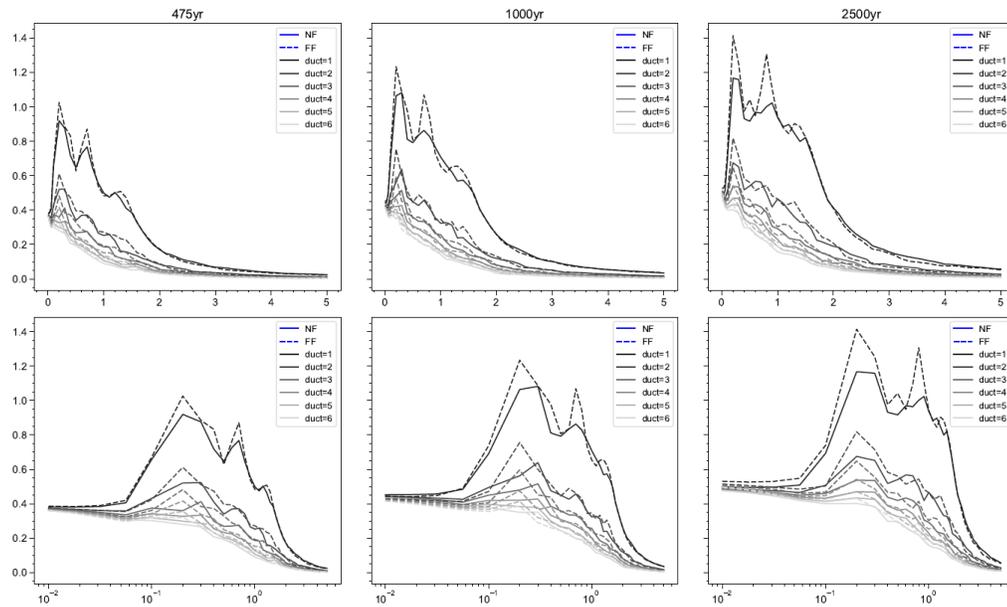
Anexo 59. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a3”.



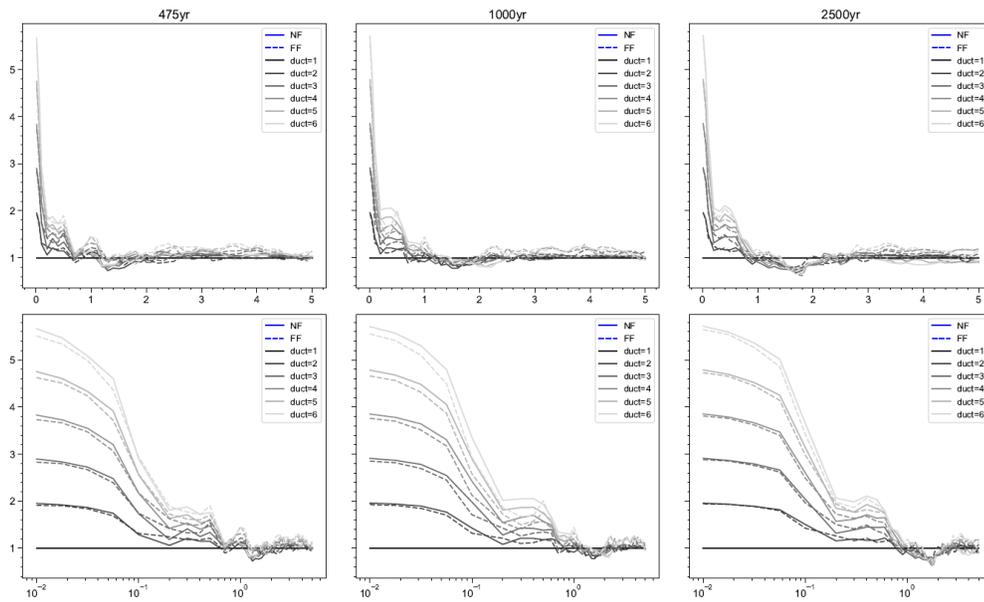
Anexo 60. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a3”.



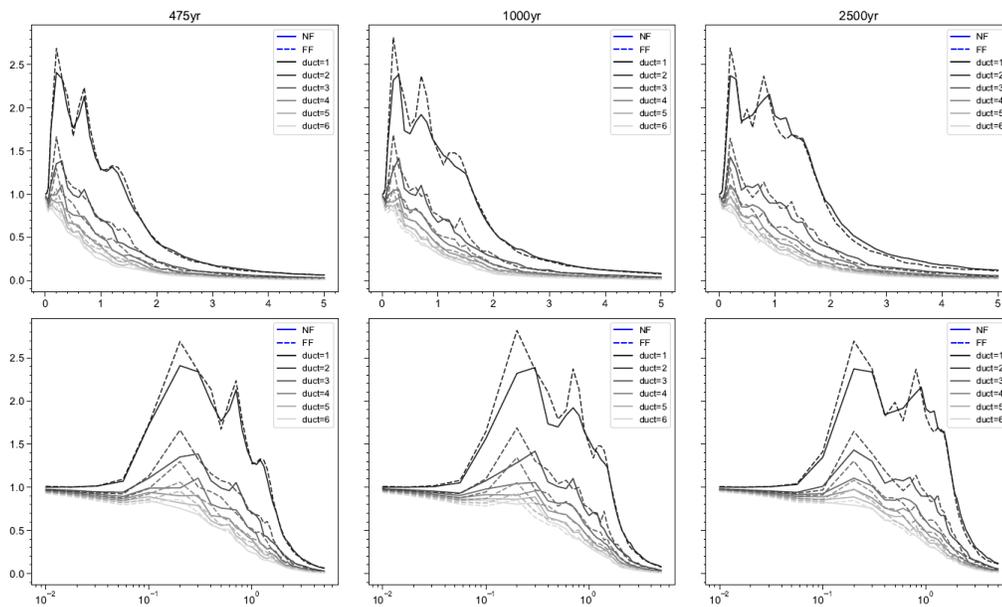
Anexo 61. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3a4".



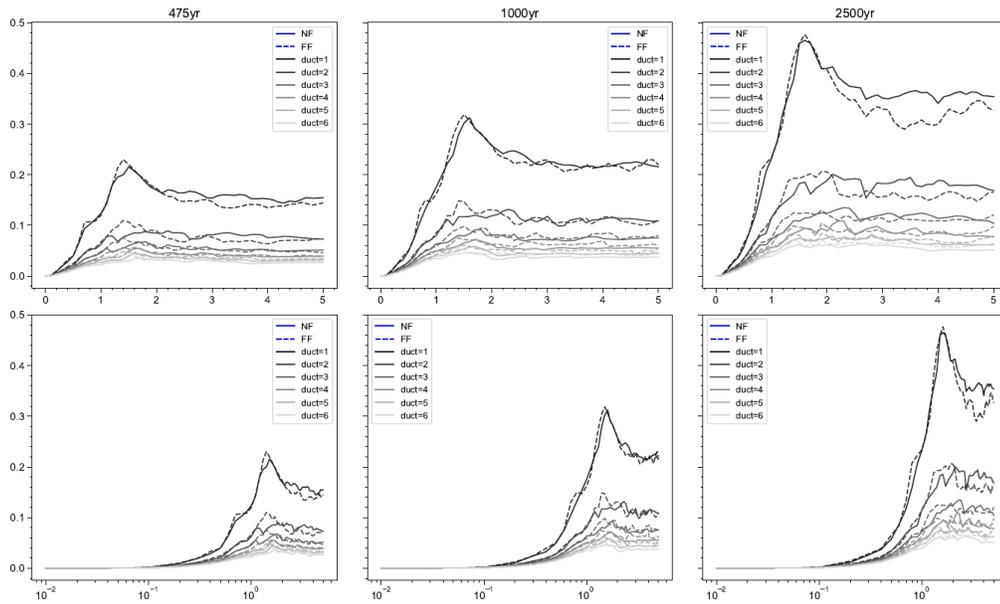
Anexo 62. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3a4".



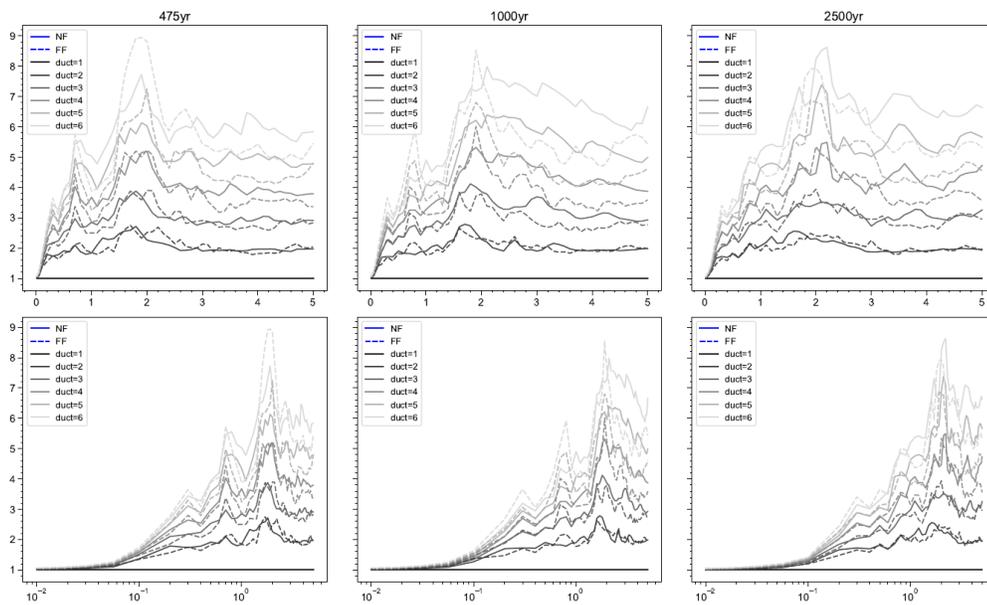
Anexo 63. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a4”.



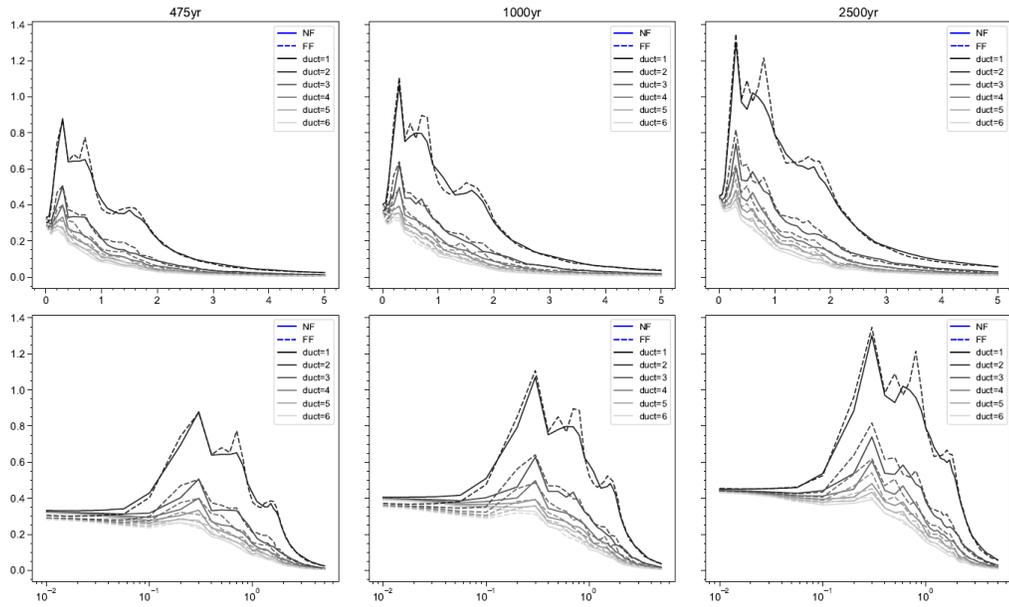
Anexo 64. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a4”.



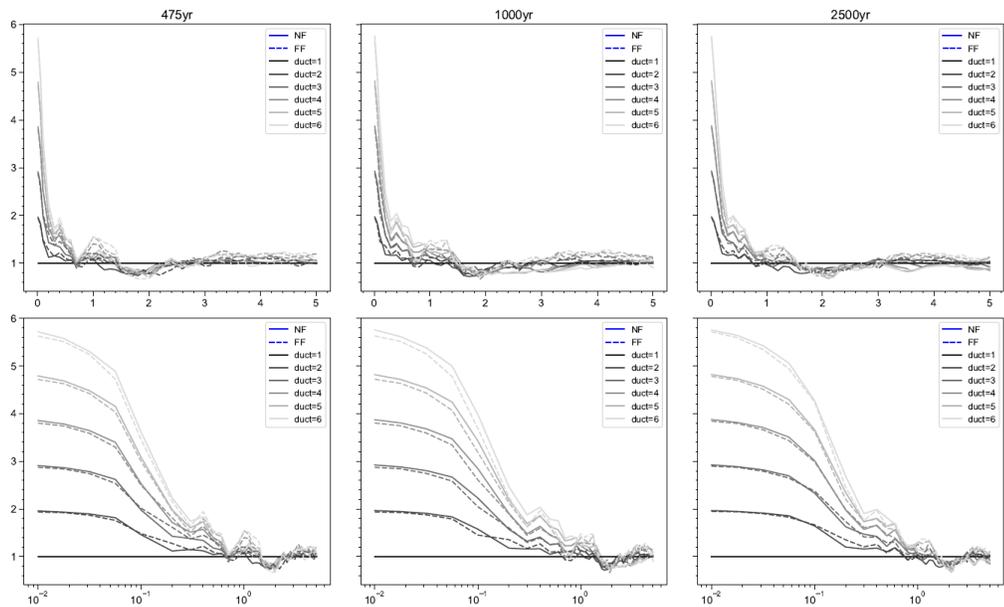
Anexo 65. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3a4”.



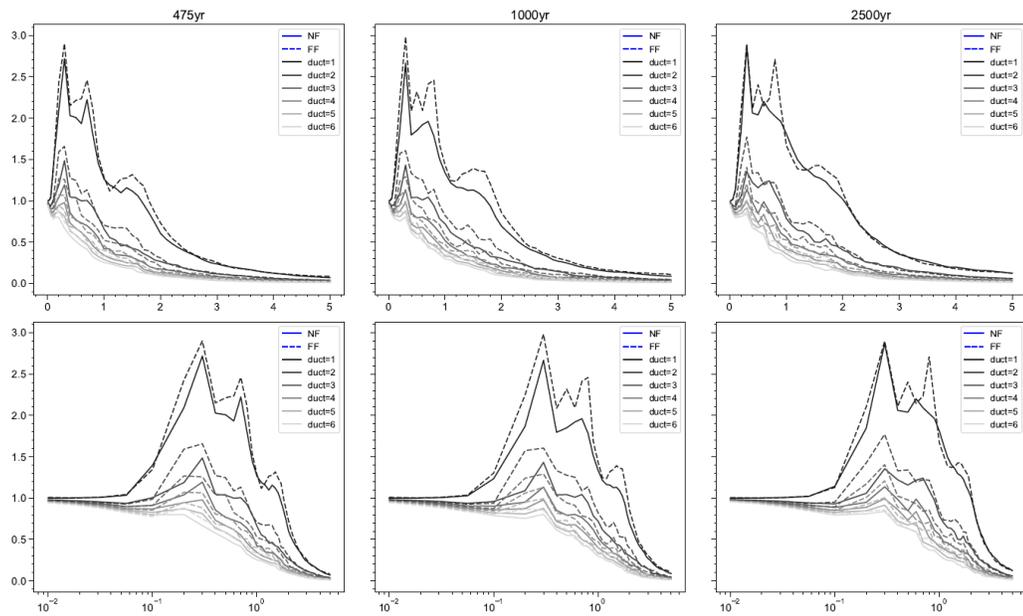
Anexo 66. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b1”.



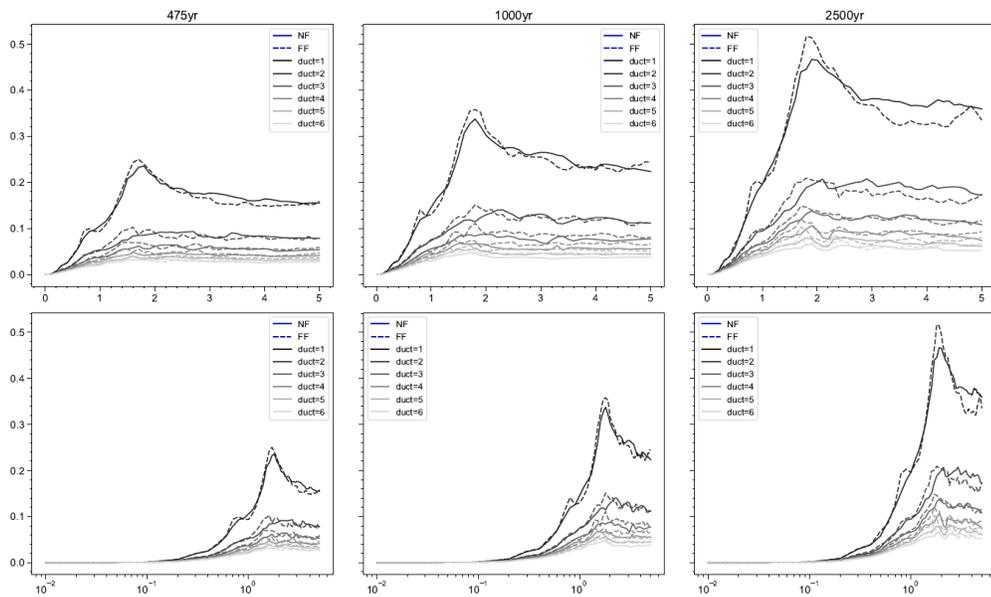
Anexo 67. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3b1".



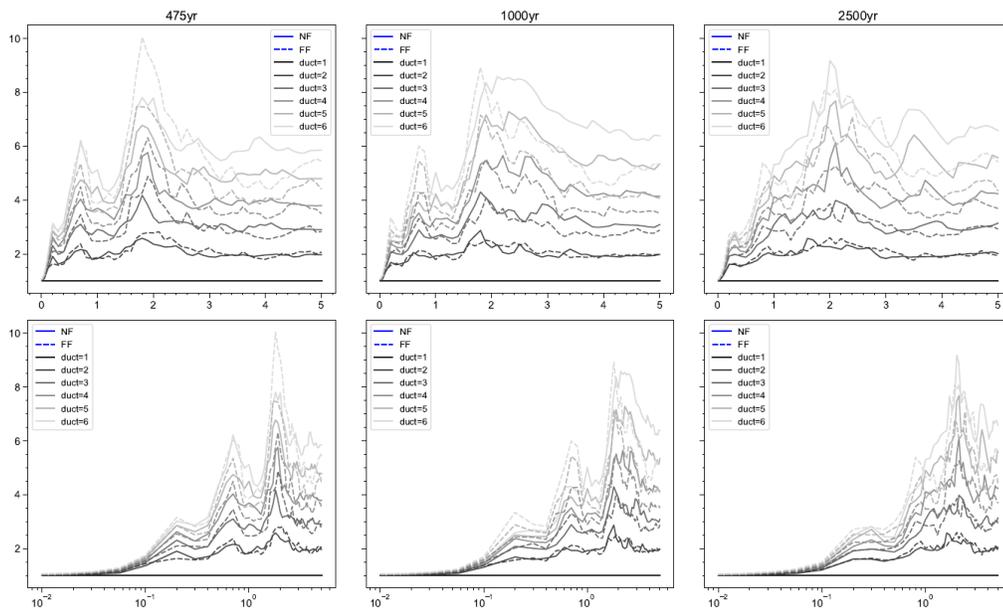
Anexo 68. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3b1".



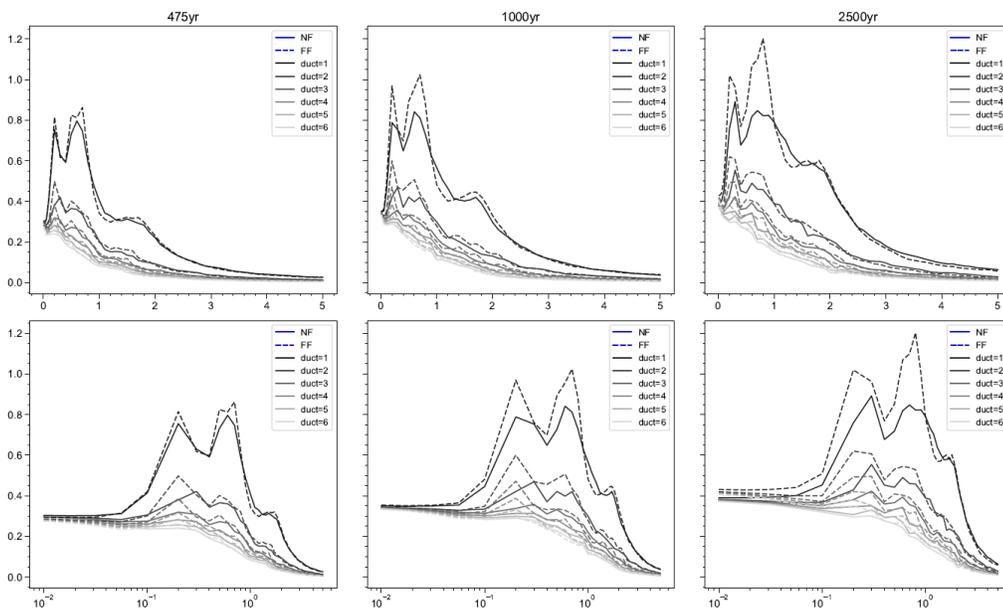
Anexo 69. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b1”.



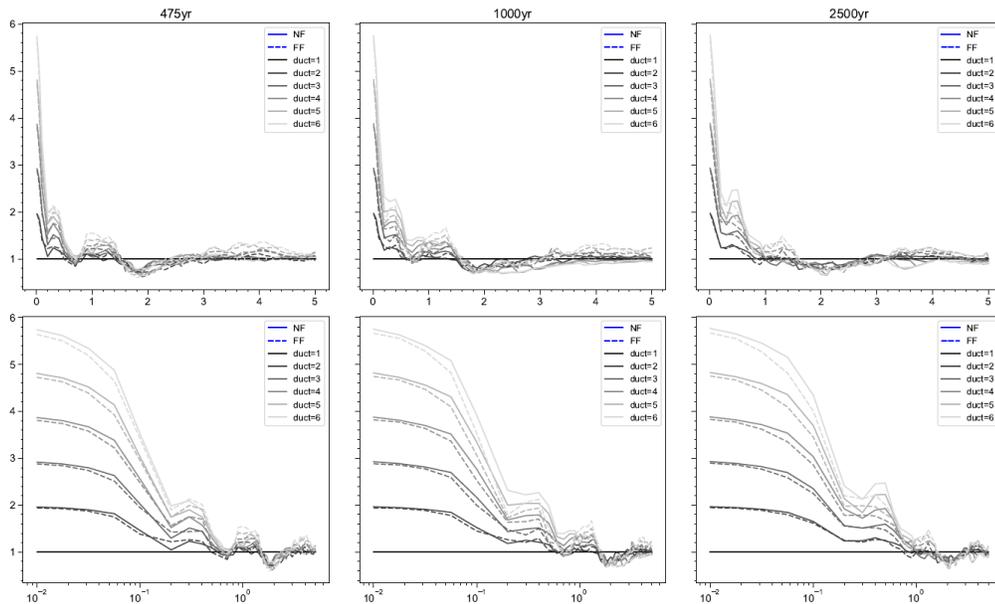
Anexo 70. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b1”.



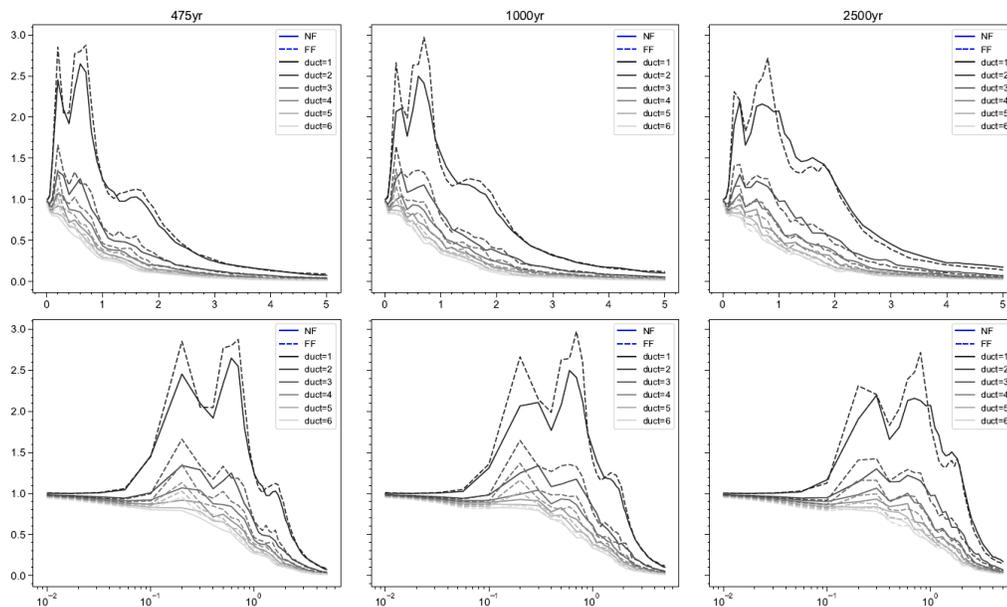
Anexo 71. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3b2".



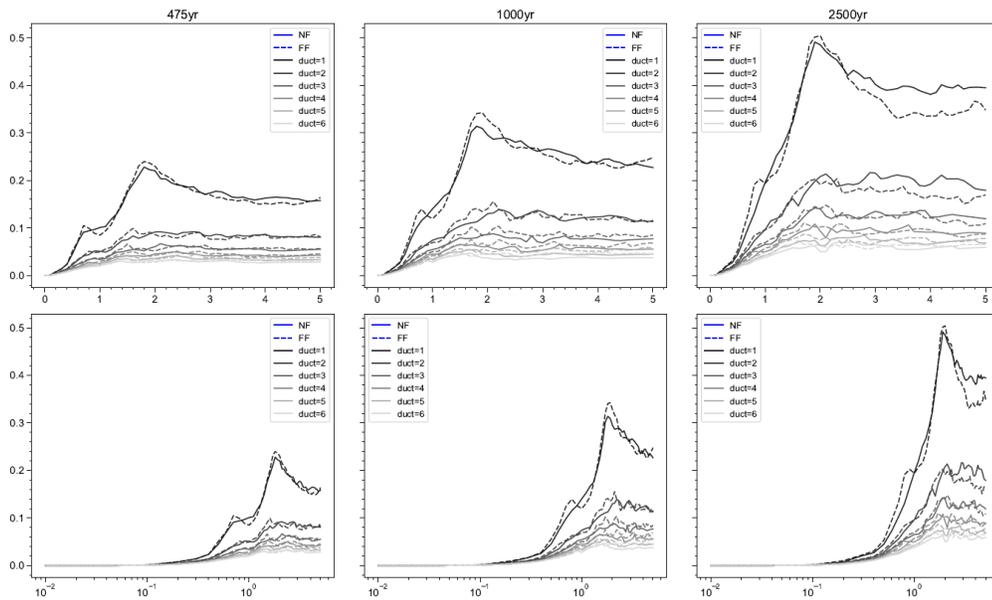
Anexo 72. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3b2".



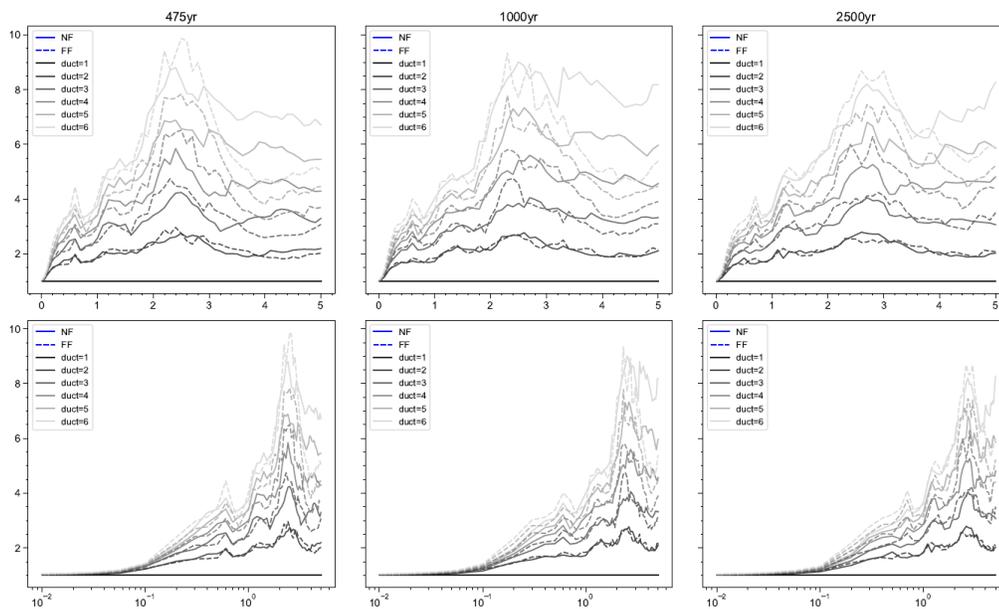
Anexo 73. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b2”.



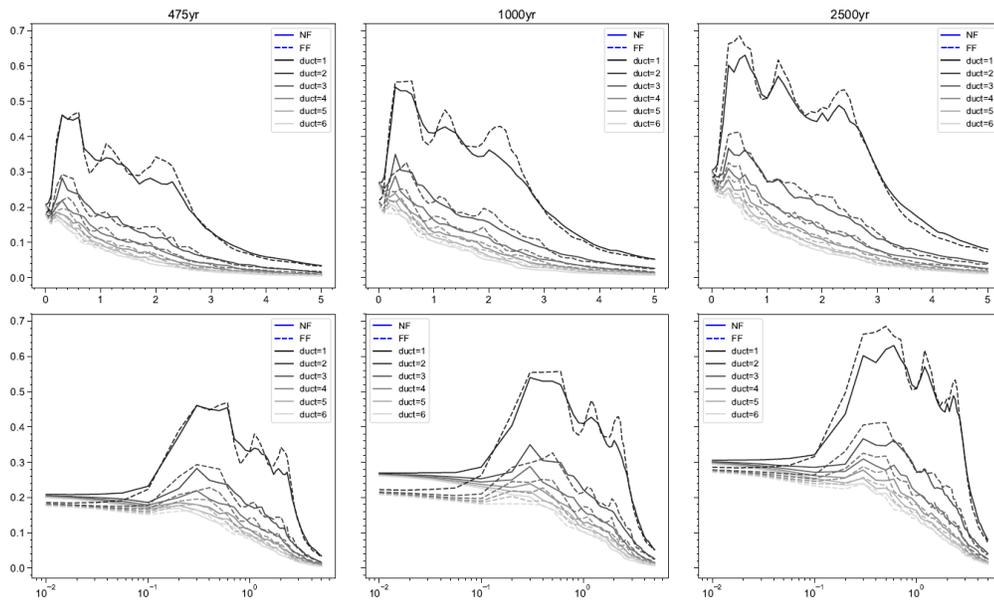
Anexo 74. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b2”.



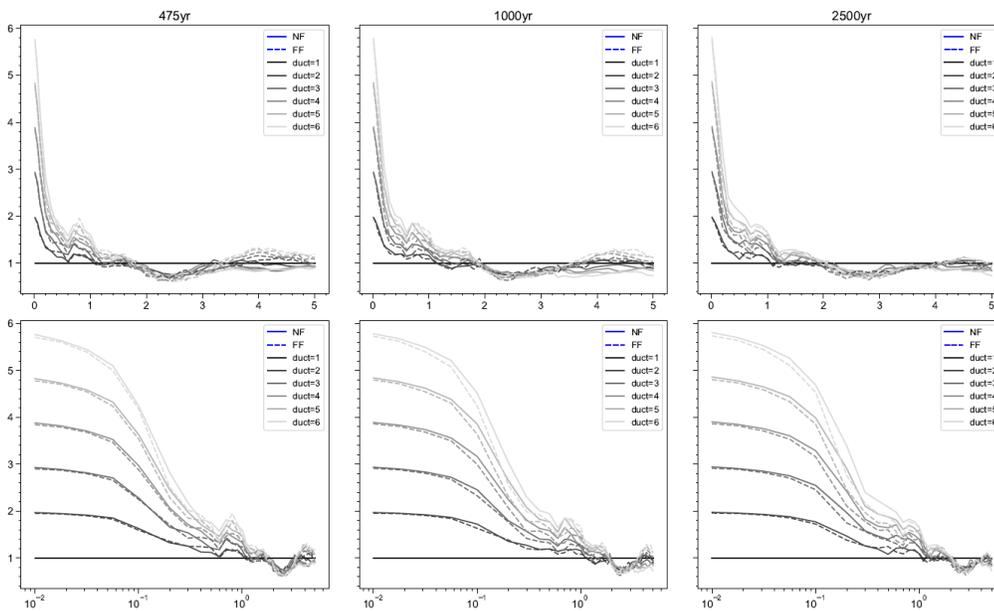
Anexo 75. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b2”.



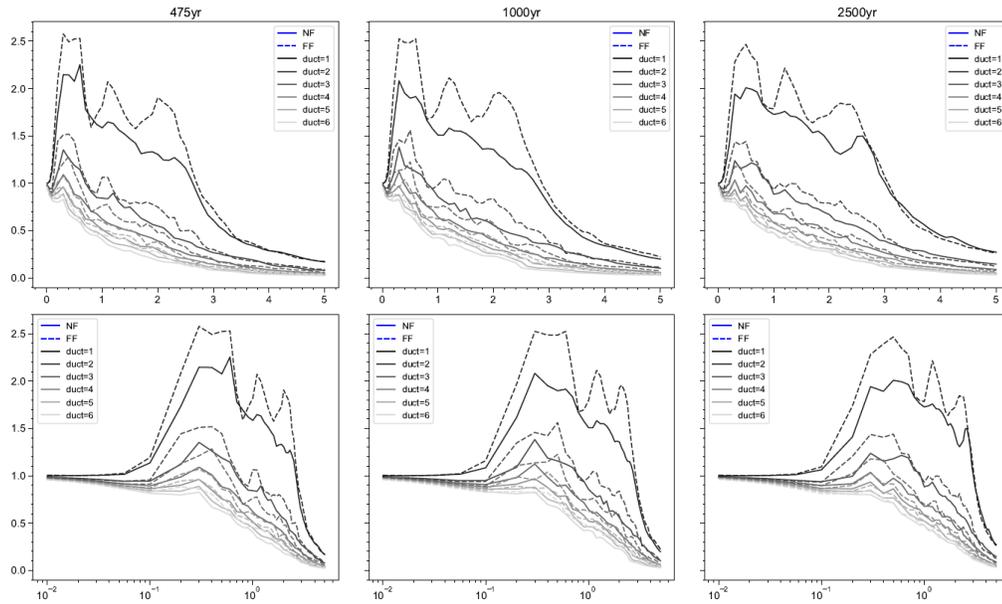
Anexo 76. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b3”.



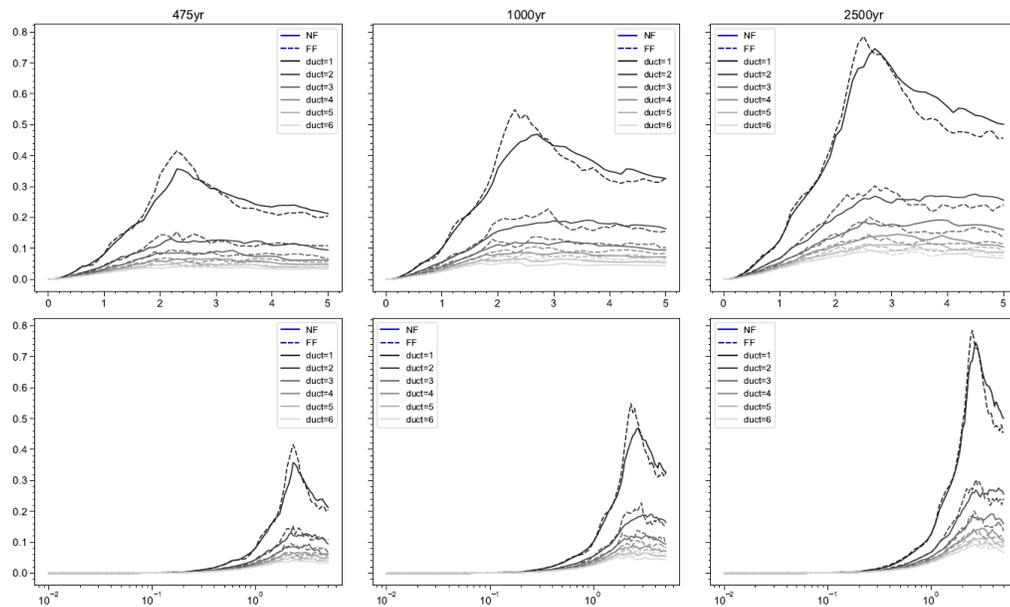
Anexo 77. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3b3".



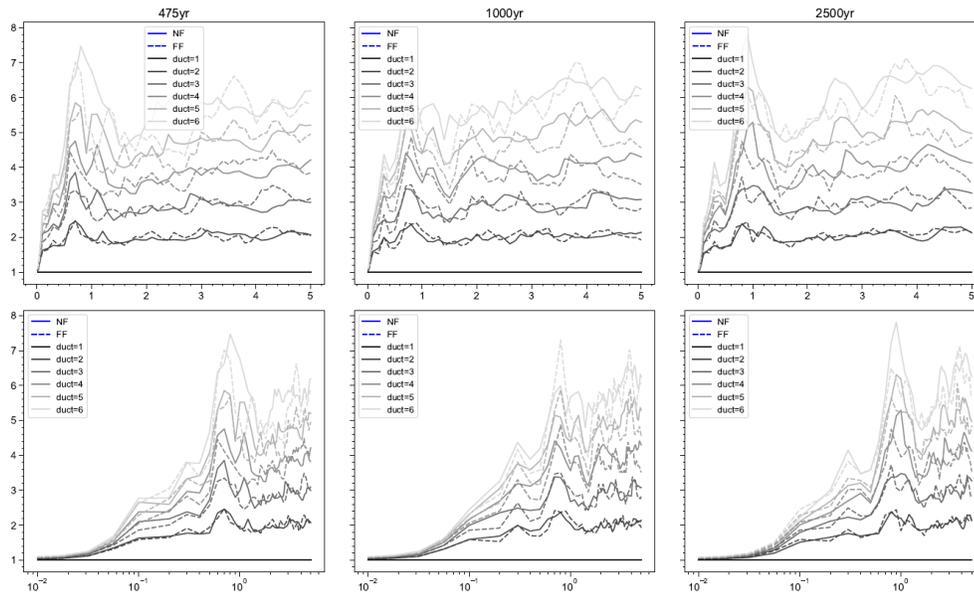
Anexo 78. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "D3b3".



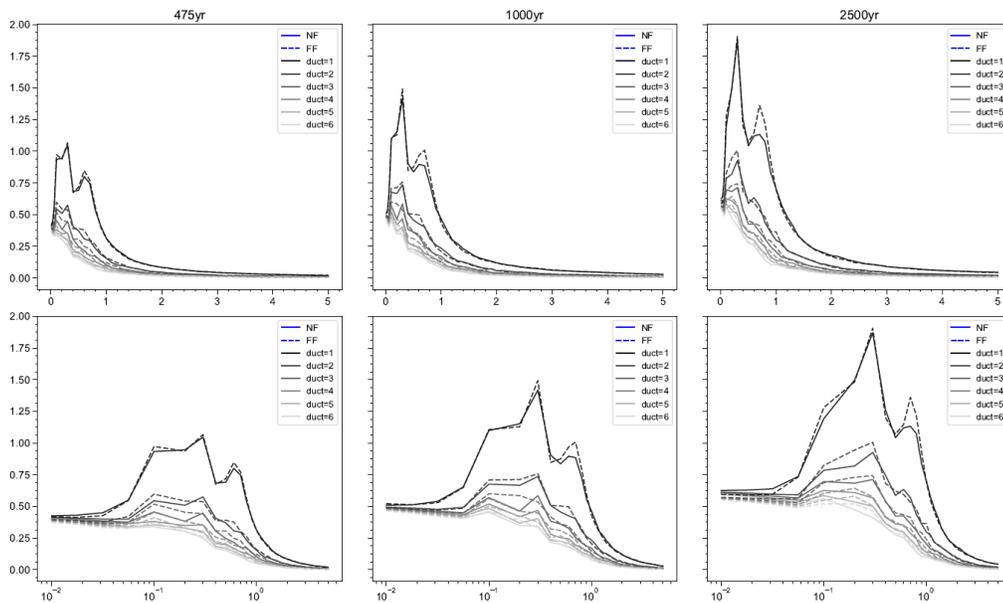
Anexo 79. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b3”.



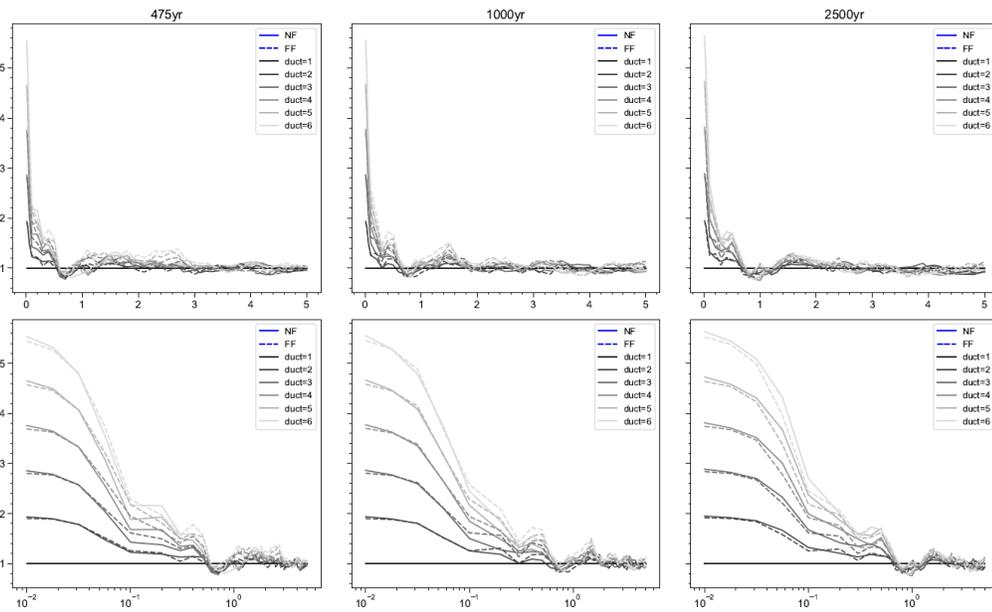
Anexo 80. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D3b3”.



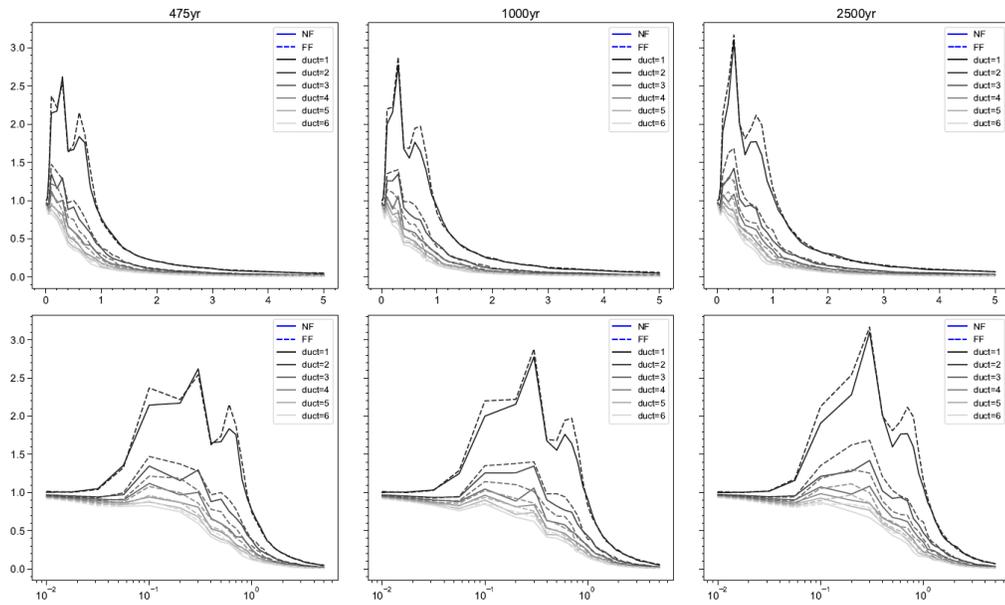
Anexo 81. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-1”.



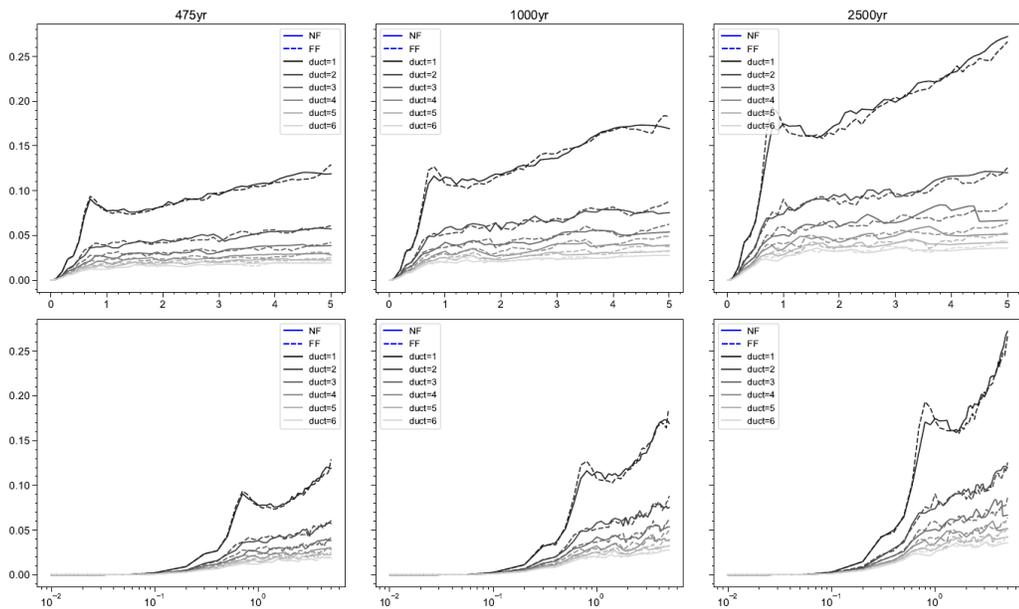
Anexo 82. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-1”.



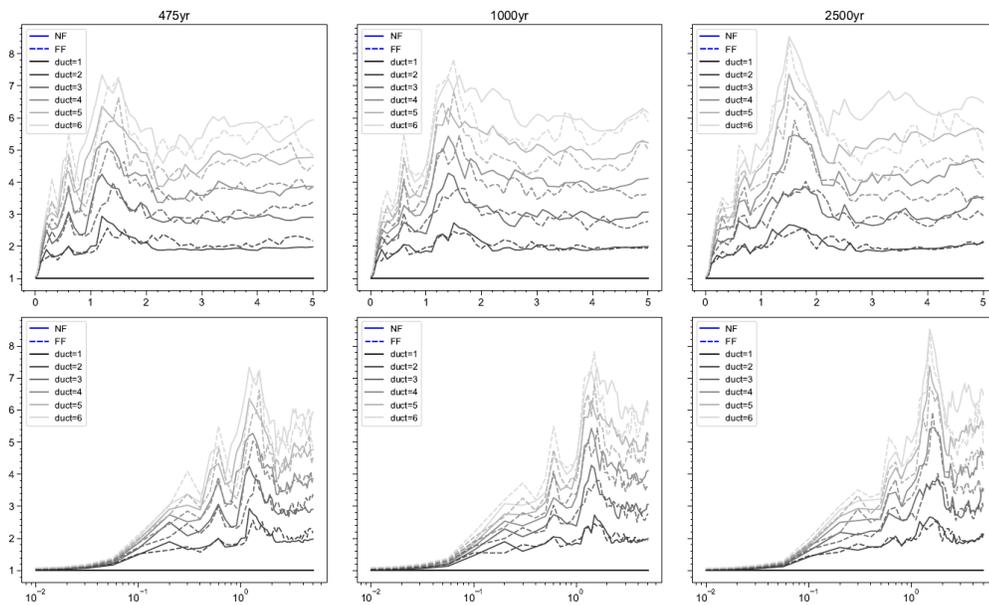
Anexo 83. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-1”.



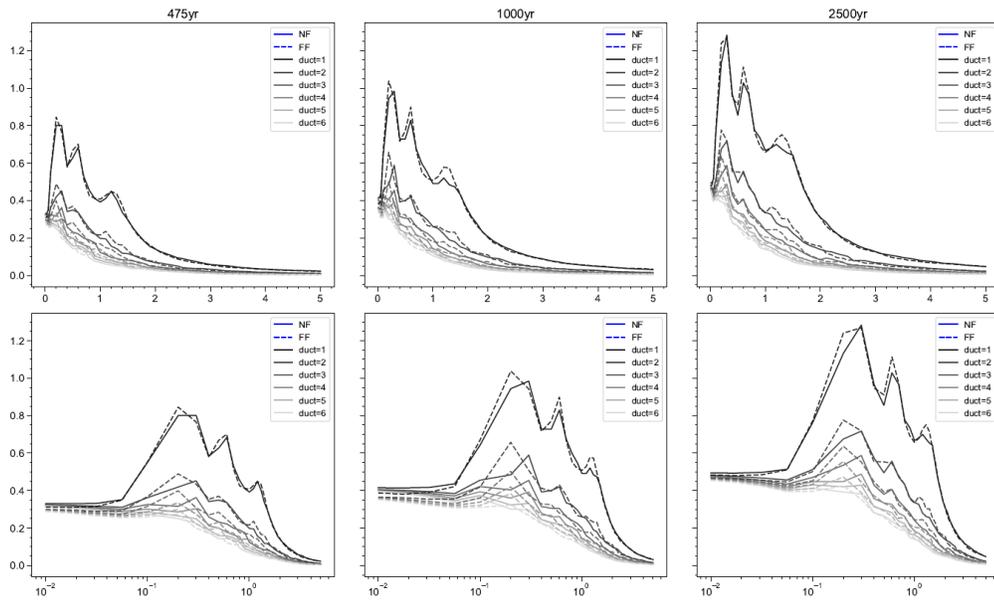
Anexo 84. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-1”.



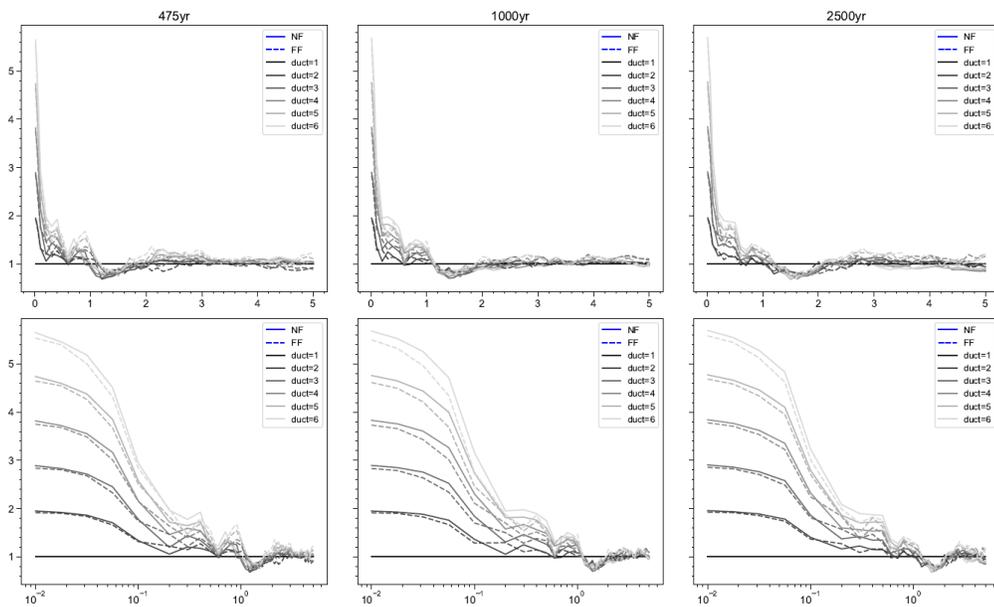
Anexo 85. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-1”.



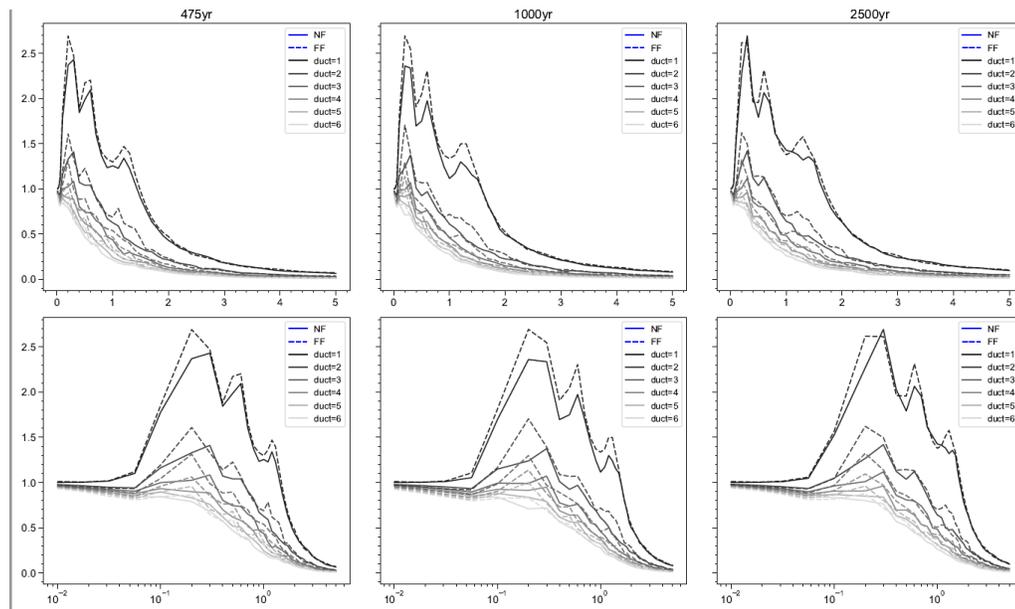
Anexo 86. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-2”.



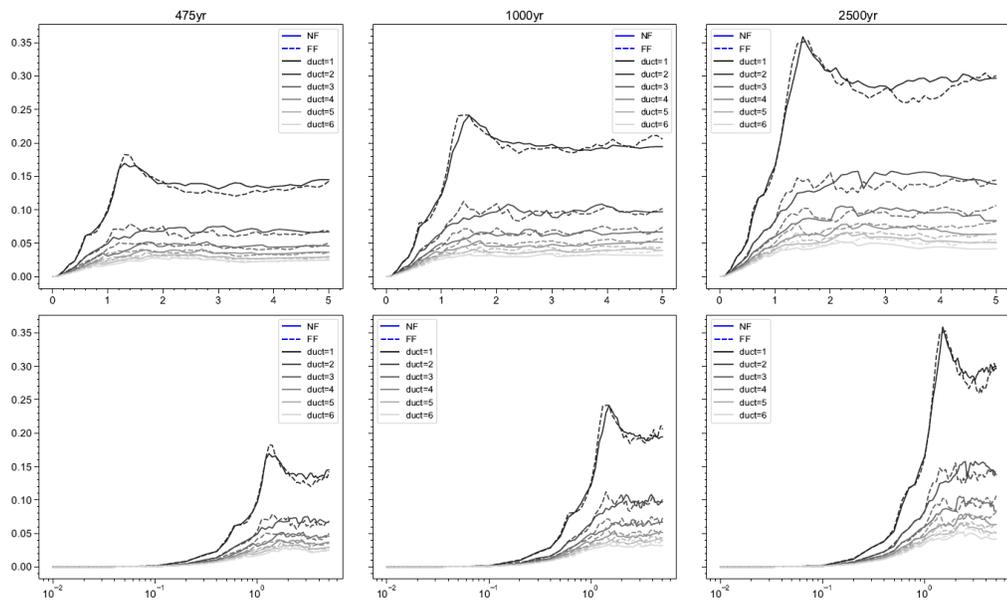
Anexo 87. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-2”.



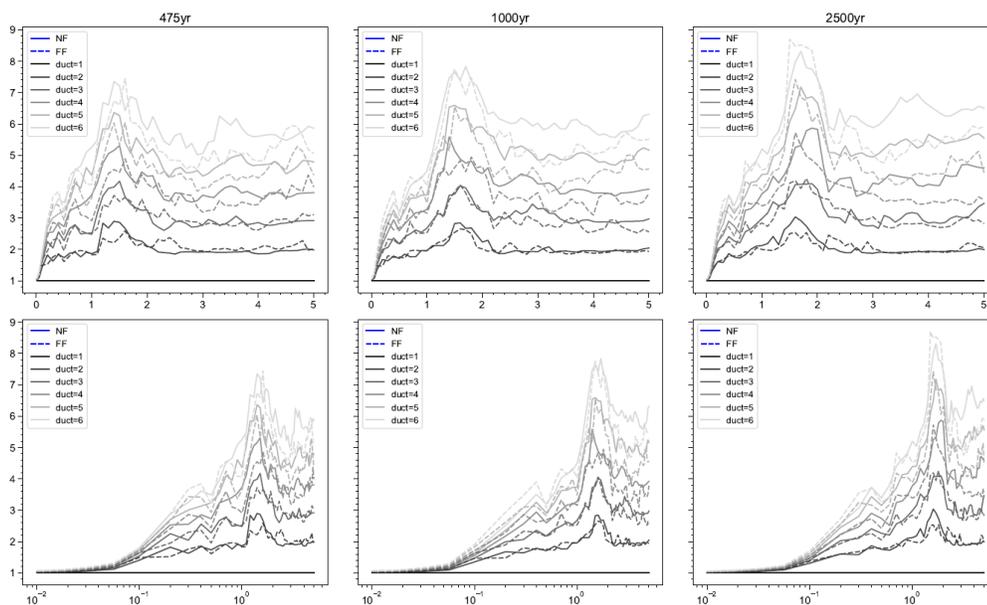
Anexo 88. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-2”.



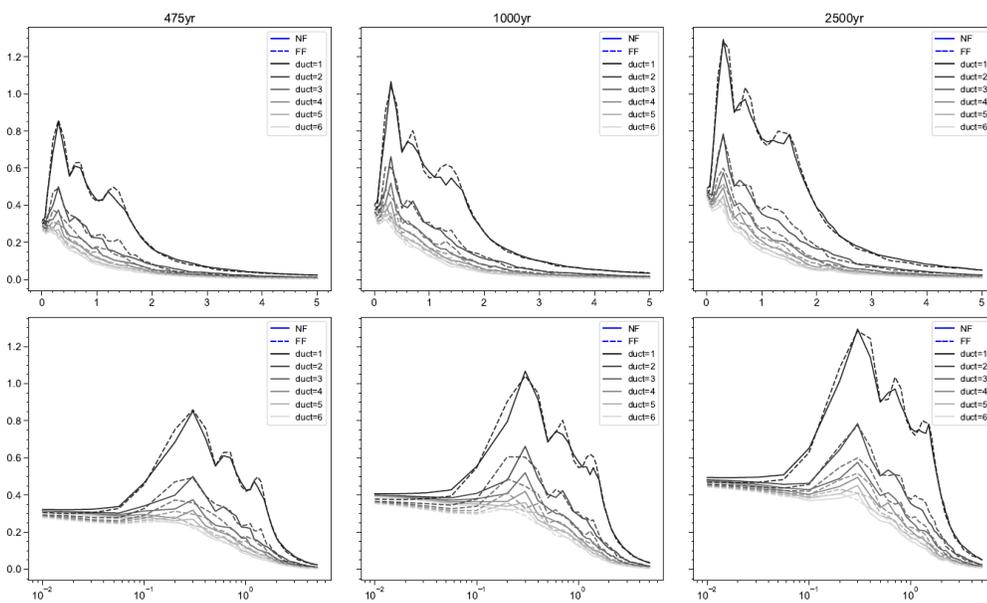
Anexo 89. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-2”.



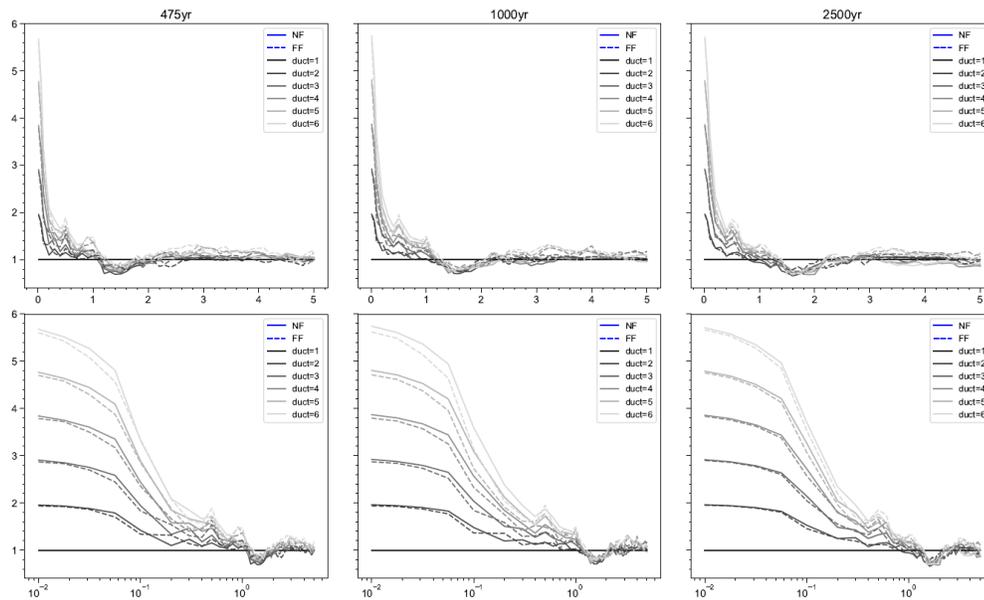
Anexo 90. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-2”.



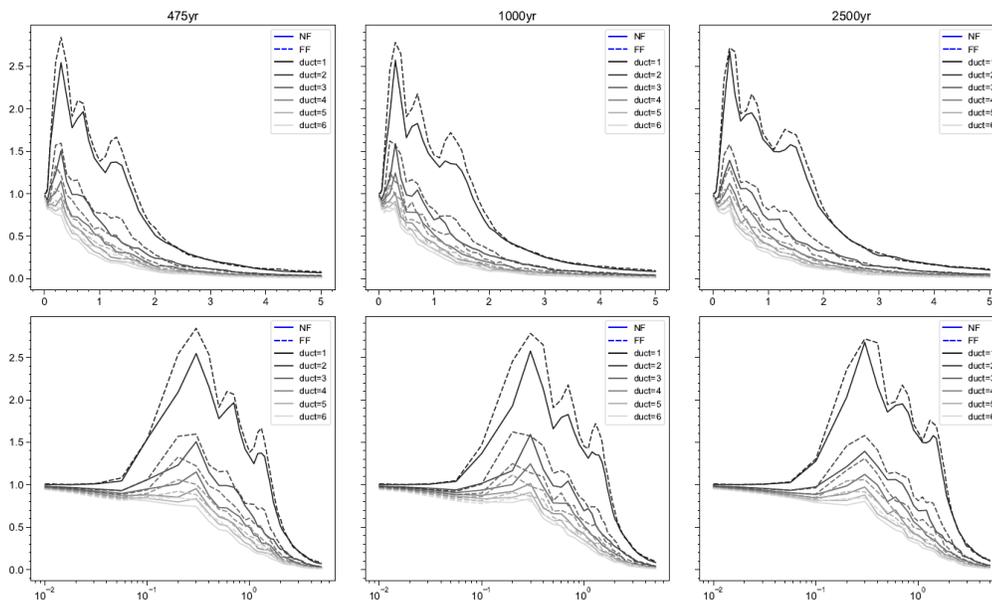
Anexo 91. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-3”.



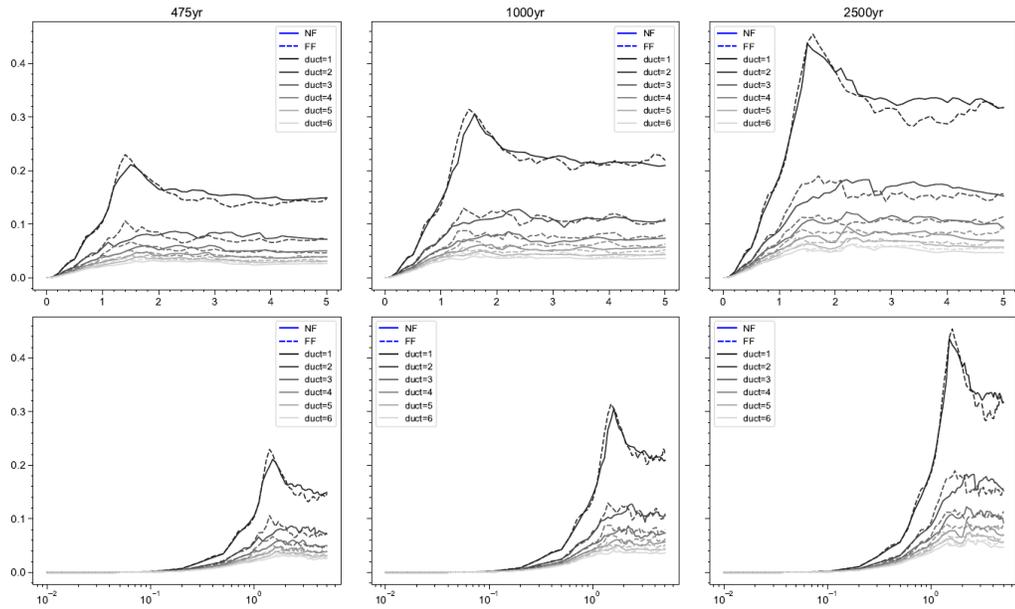
Anexo 92. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-3”.



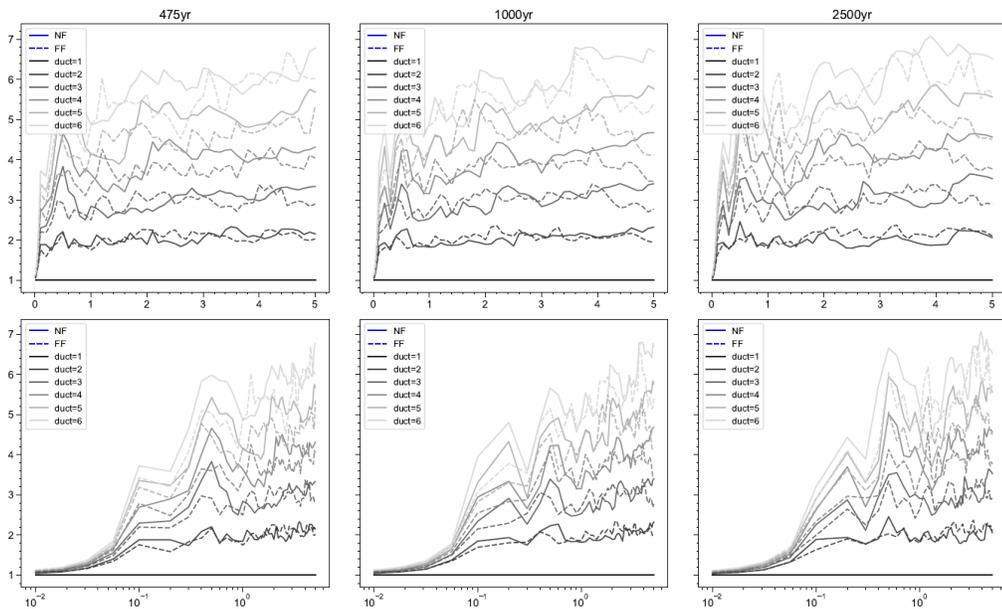
Anexo 93. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-3”.



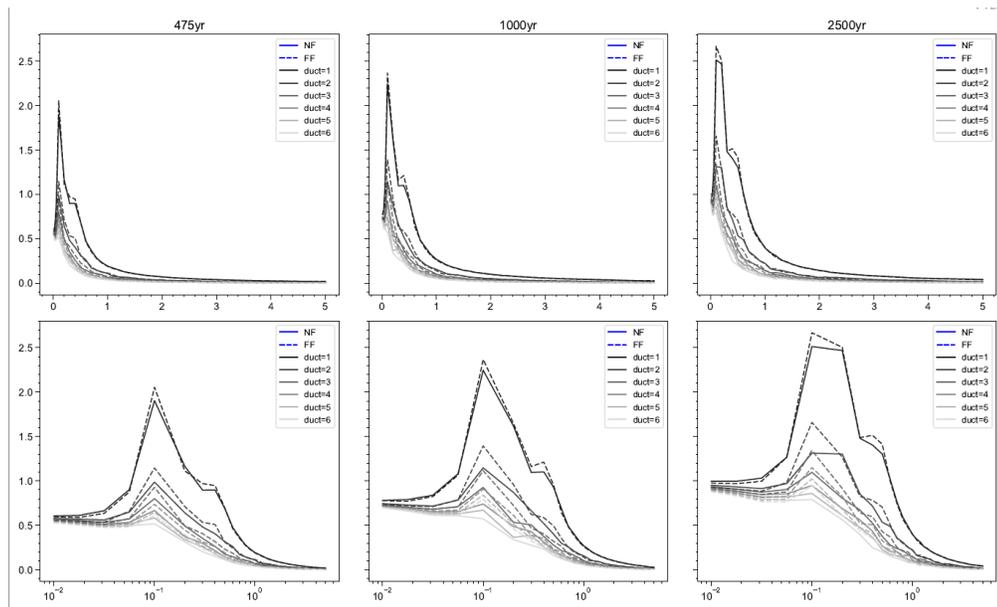
Anexo 94. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-3”.



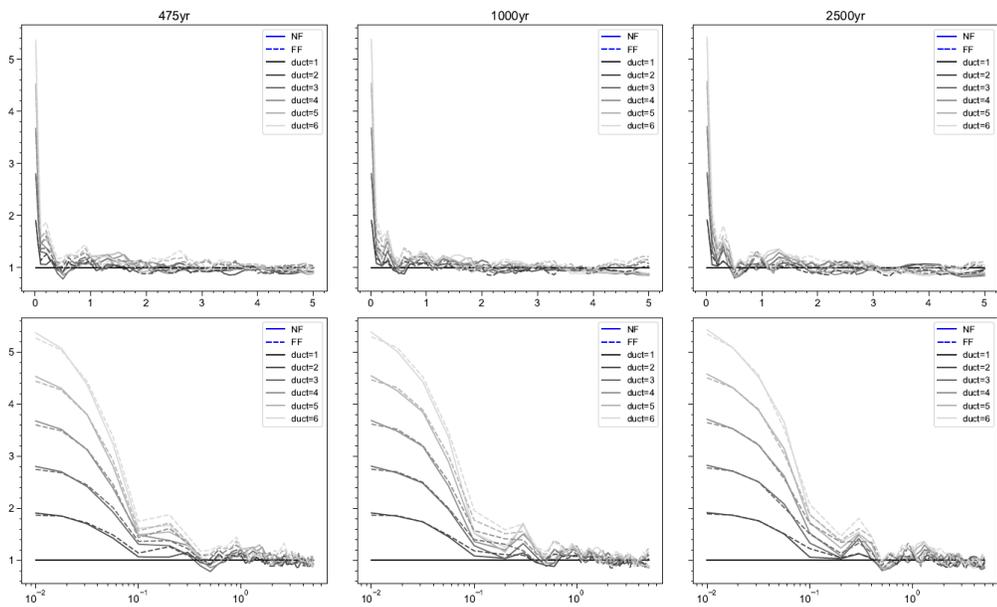
Anexo 95. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D4-3”.



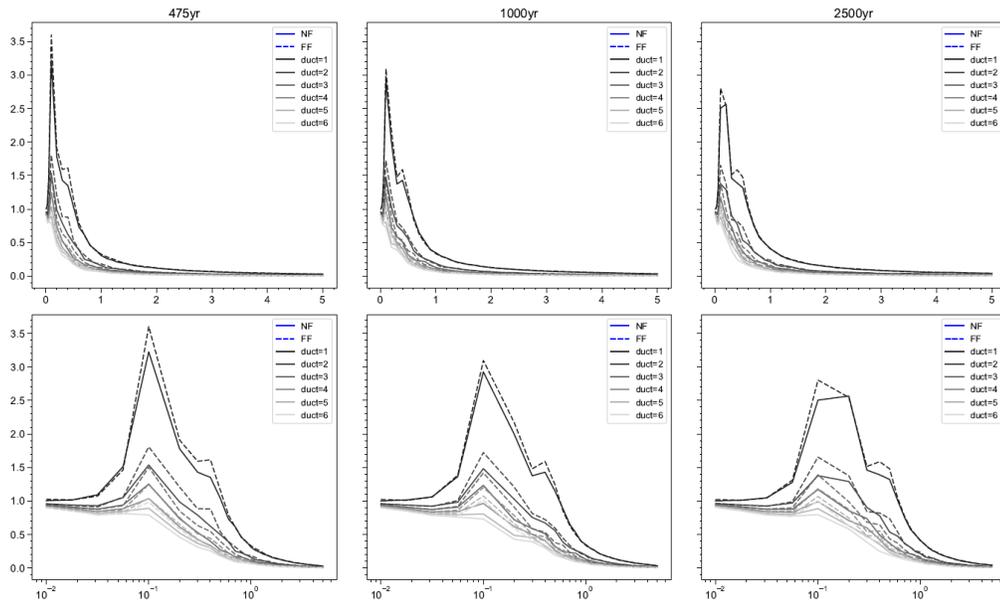
Anexo 96. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-1”.



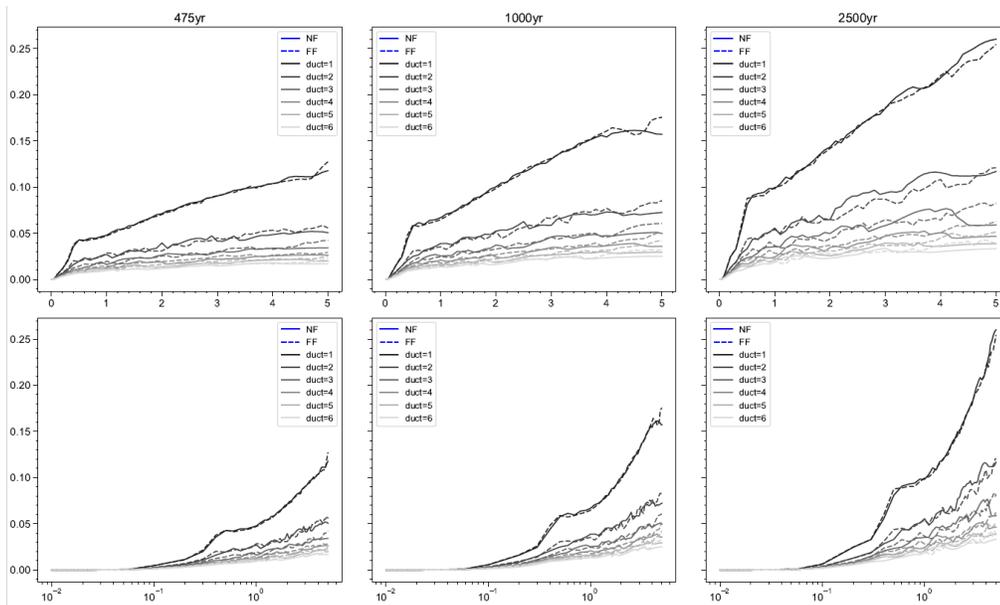
Anexo 97. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-1”.



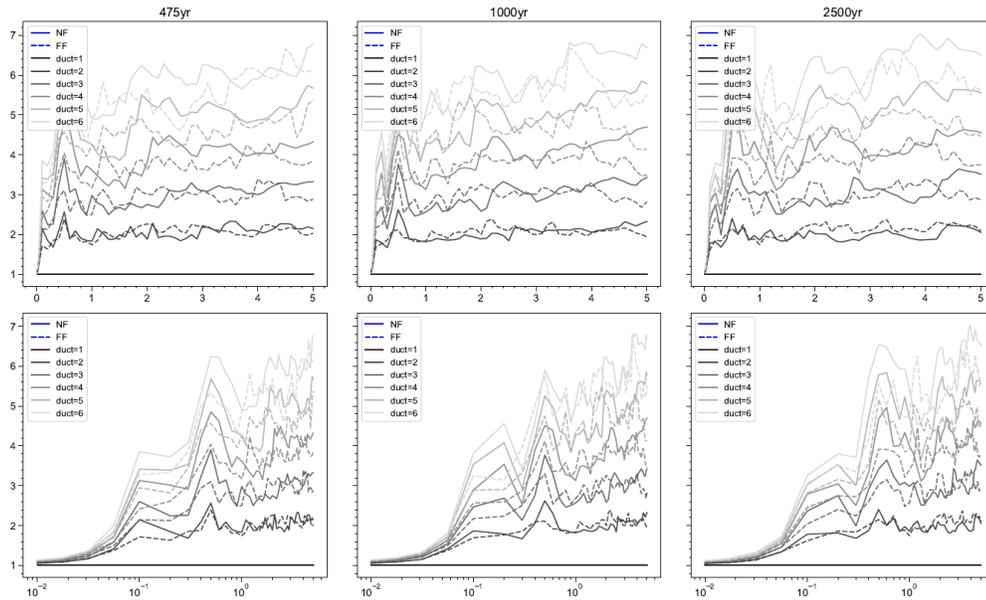
Anexo 98. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-1”.



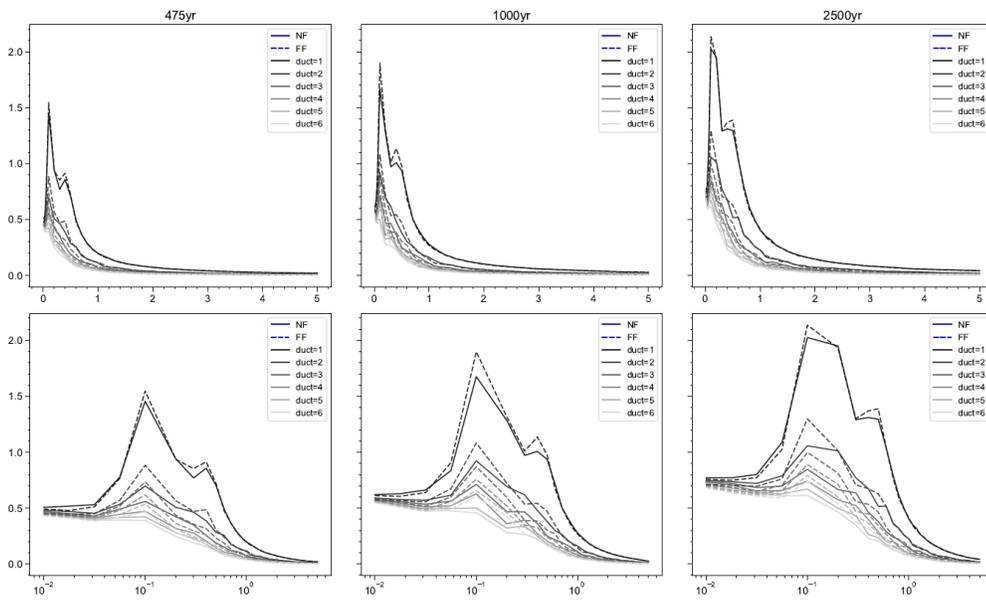
Anexo 99. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “”.



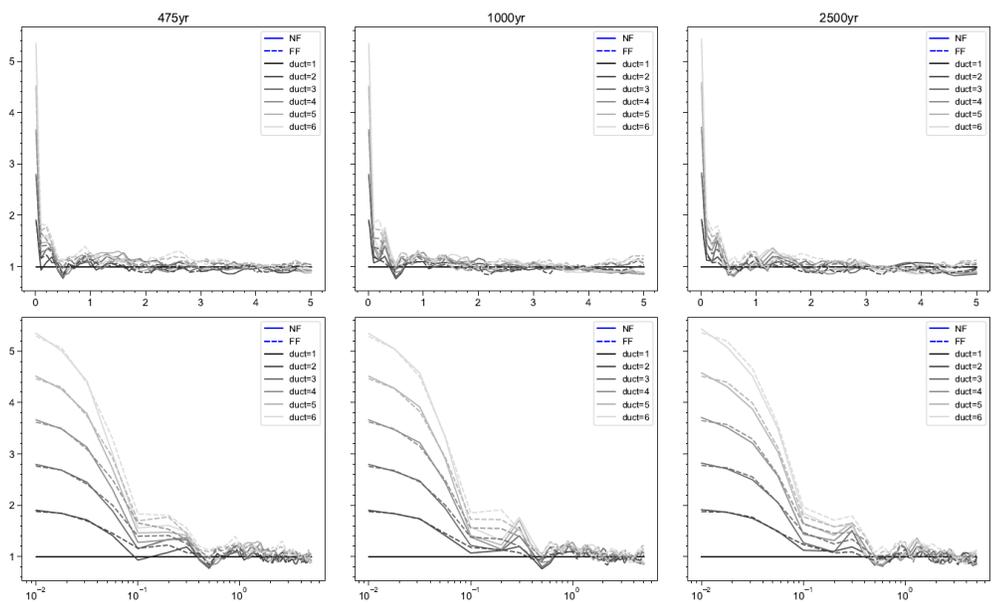
Anexo 100. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “”.



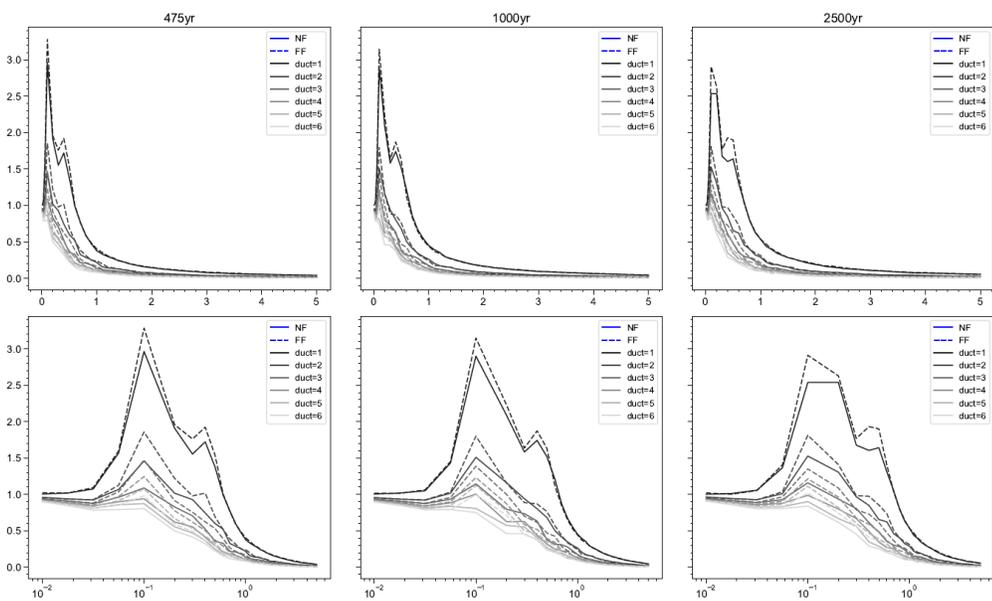
Anexo 101. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-2”.



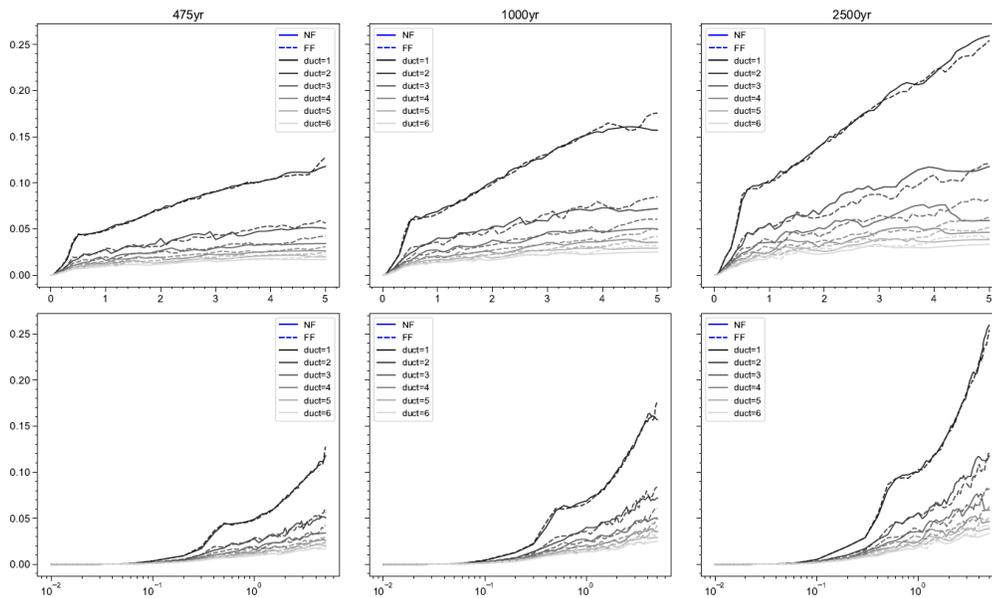
Anexo 102. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-2”.



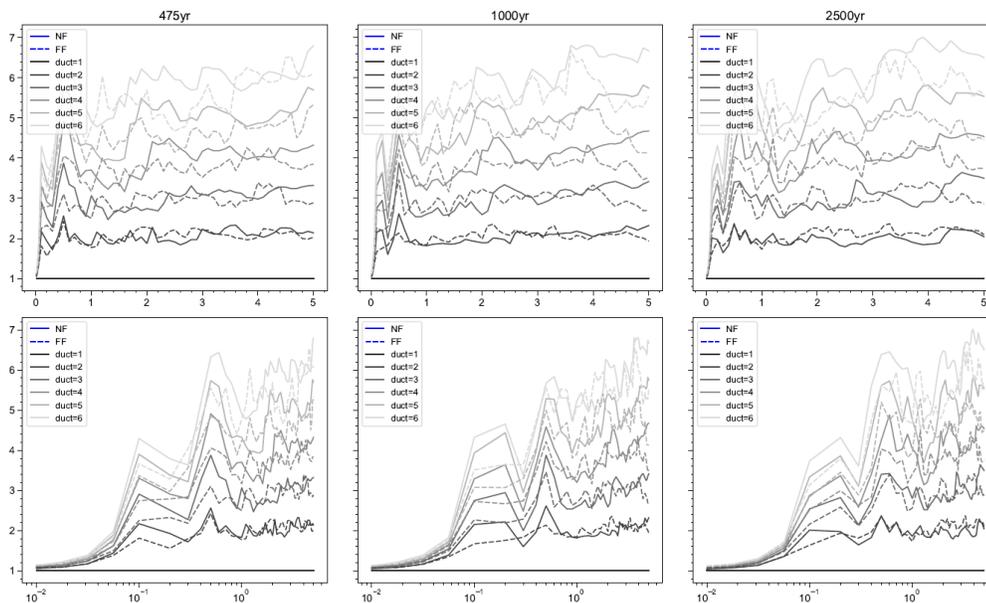
Anexo 103. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-2”.



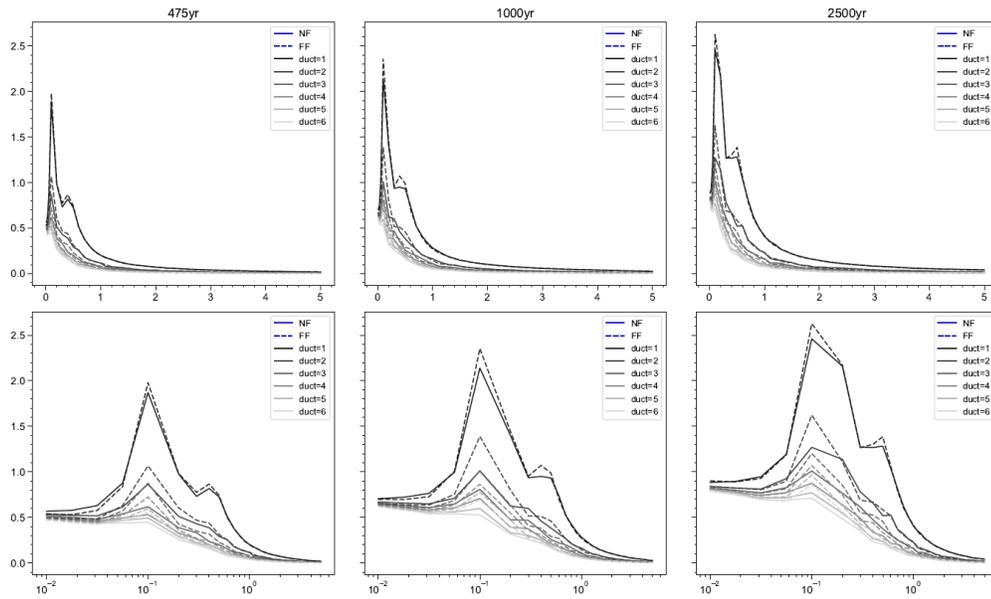
Anexo 104. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-2”.



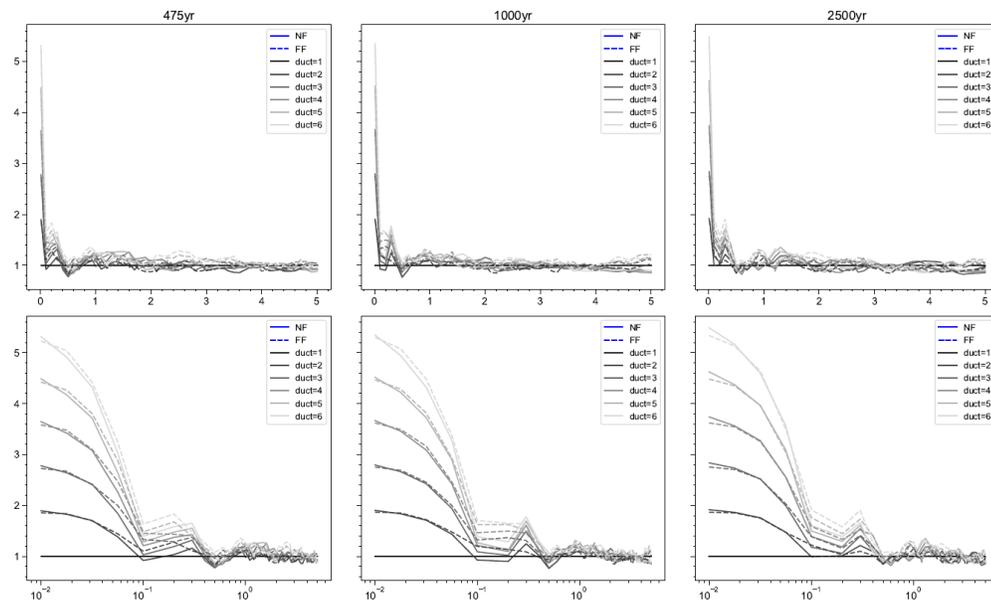
Anexo 105. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-2”.



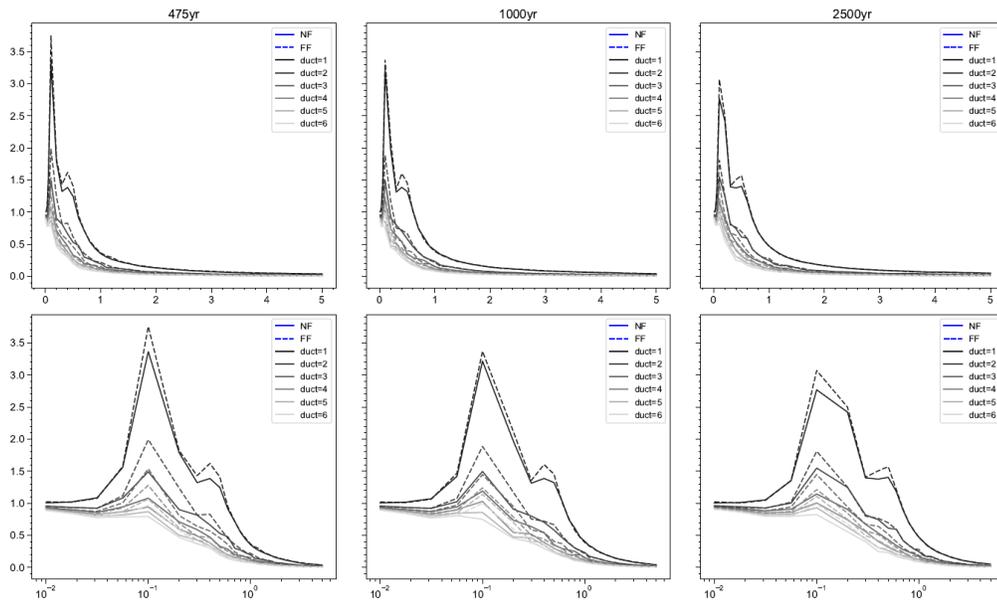
Anexo 106. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-3”.



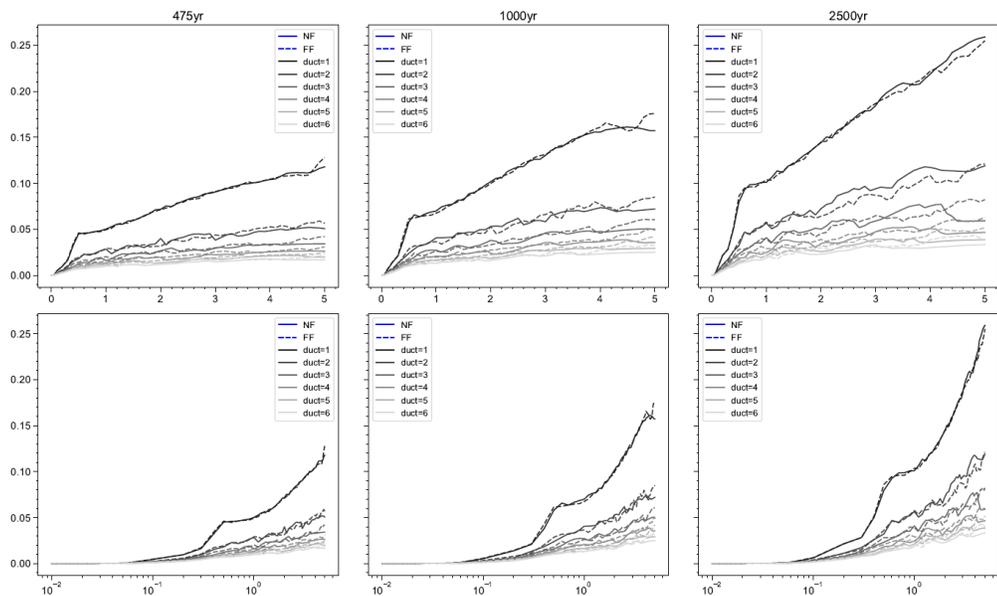
Anexo 107. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-3”.



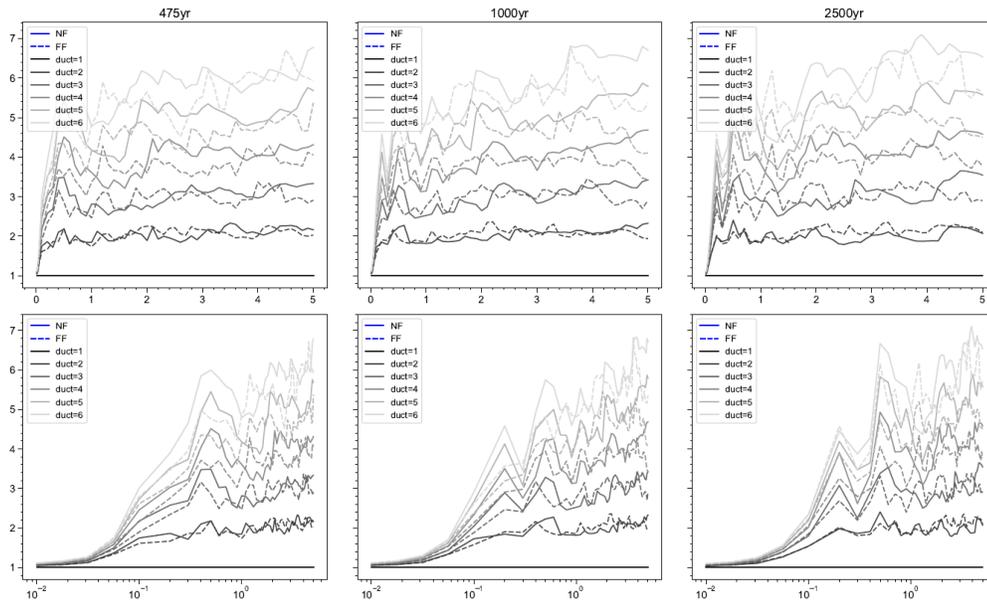
Anexo 108. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-3”.



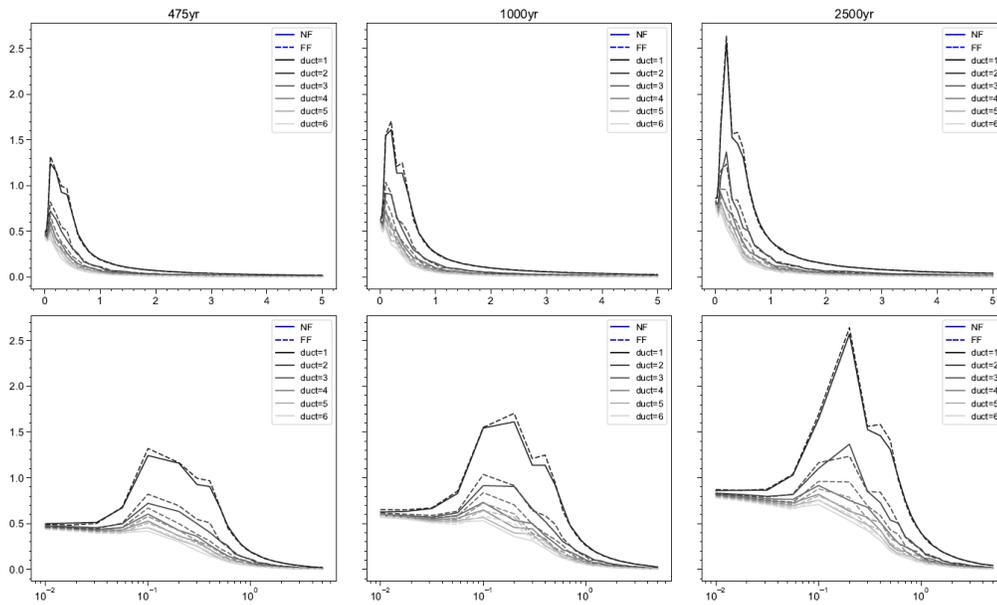
Anexo 109. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-3”.



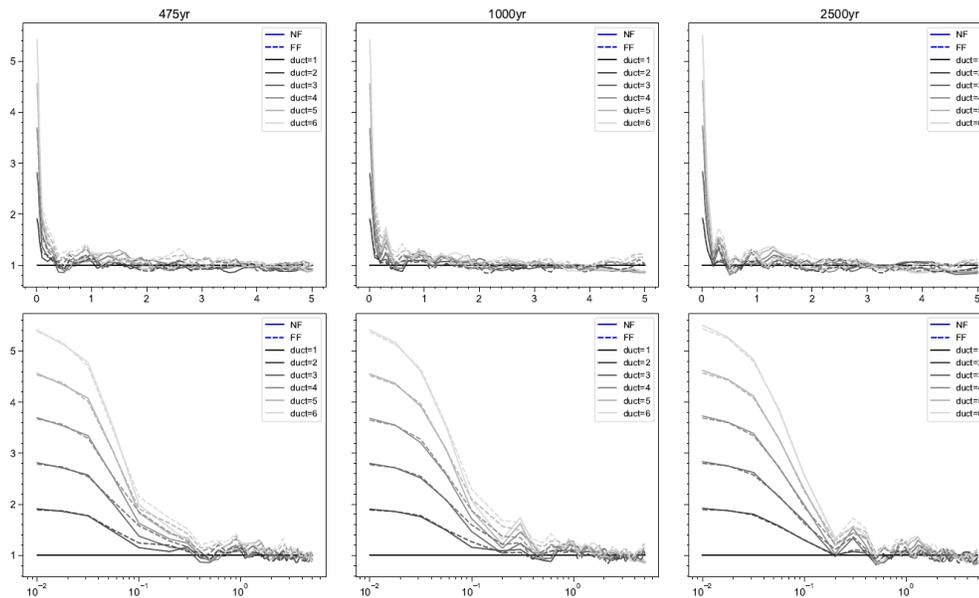
Anexo 110. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-3”.



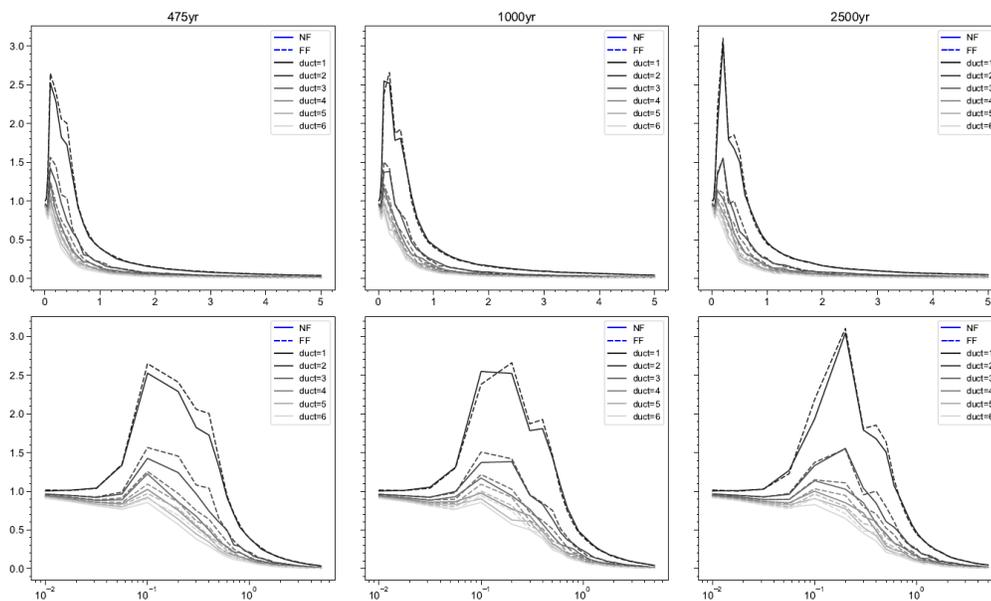
Anexo 111. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-4”.



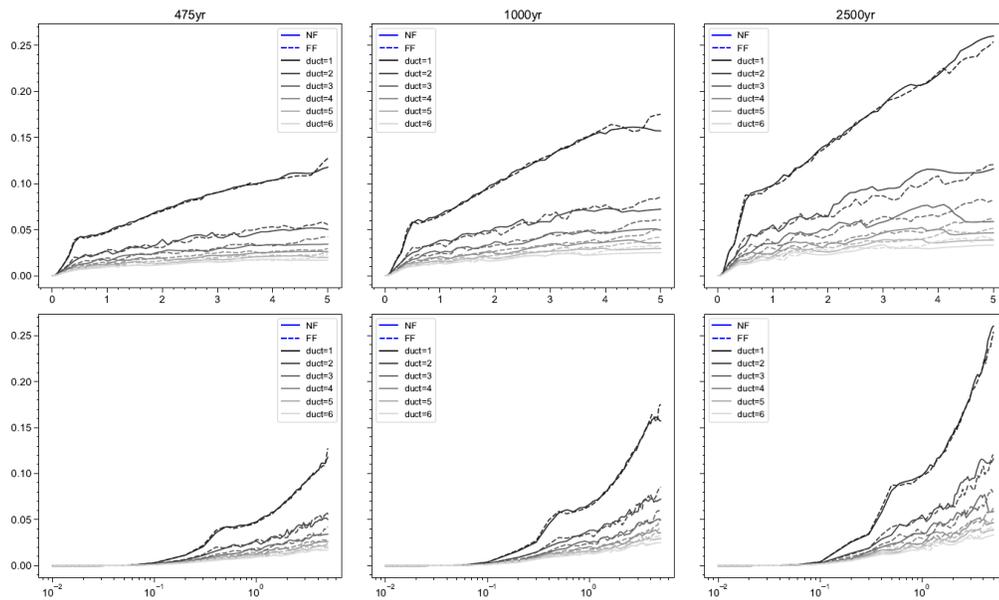
Anexo 112. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-4”.



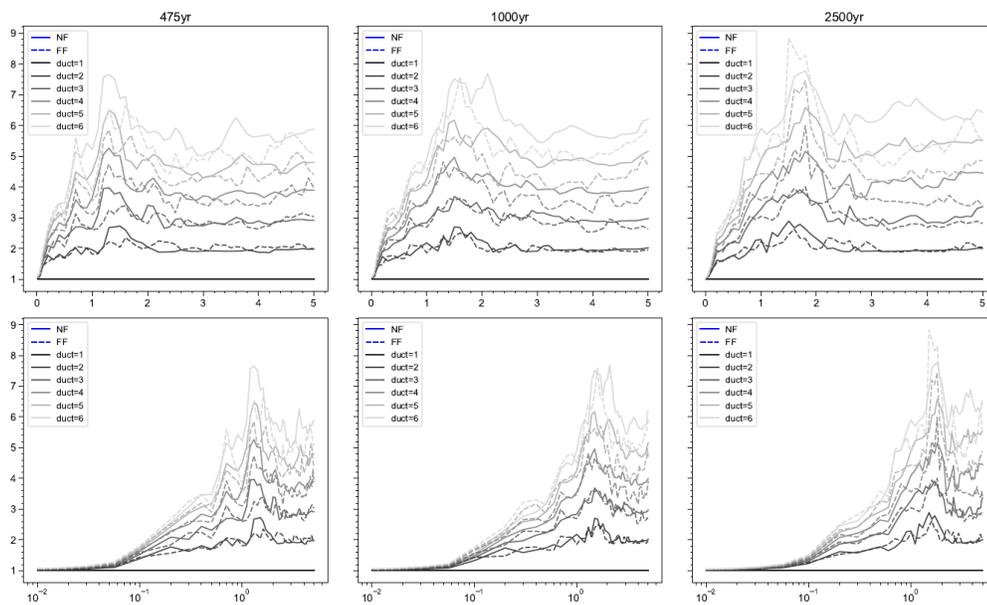
Anexo 113. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-4”.



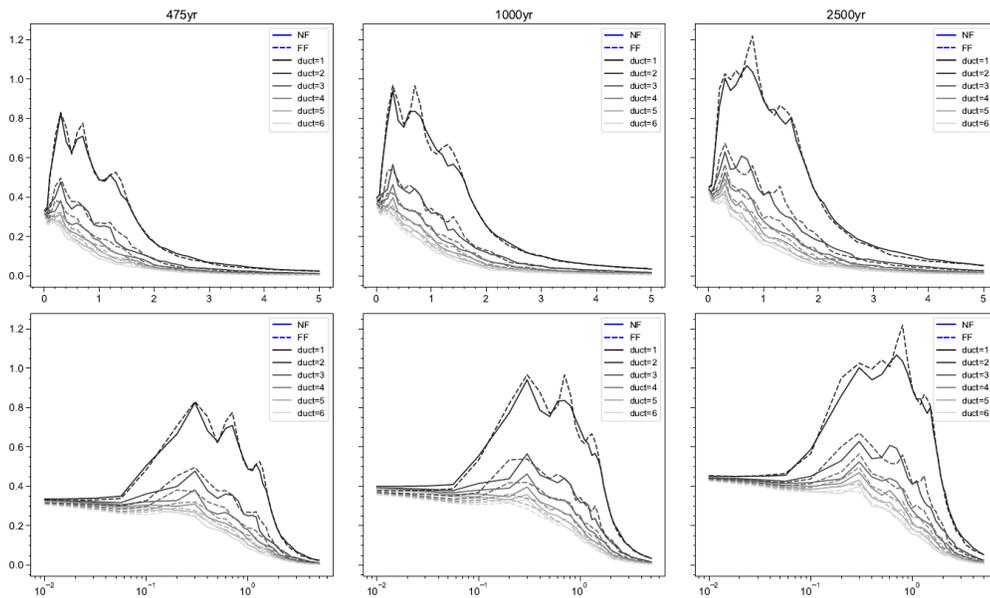
Anexo 114. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-4”.



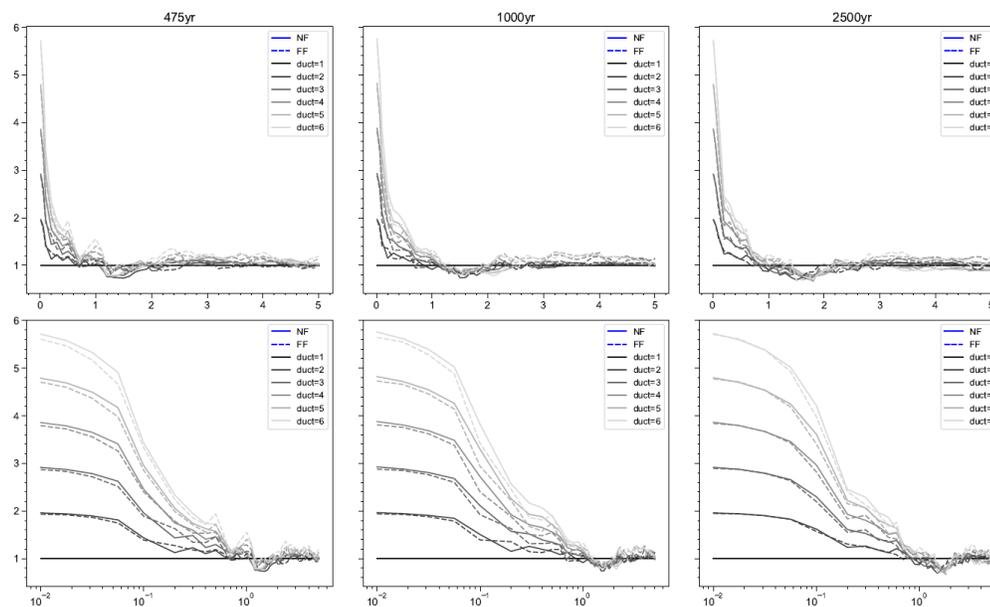
Anexo 115. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “D5-4”.



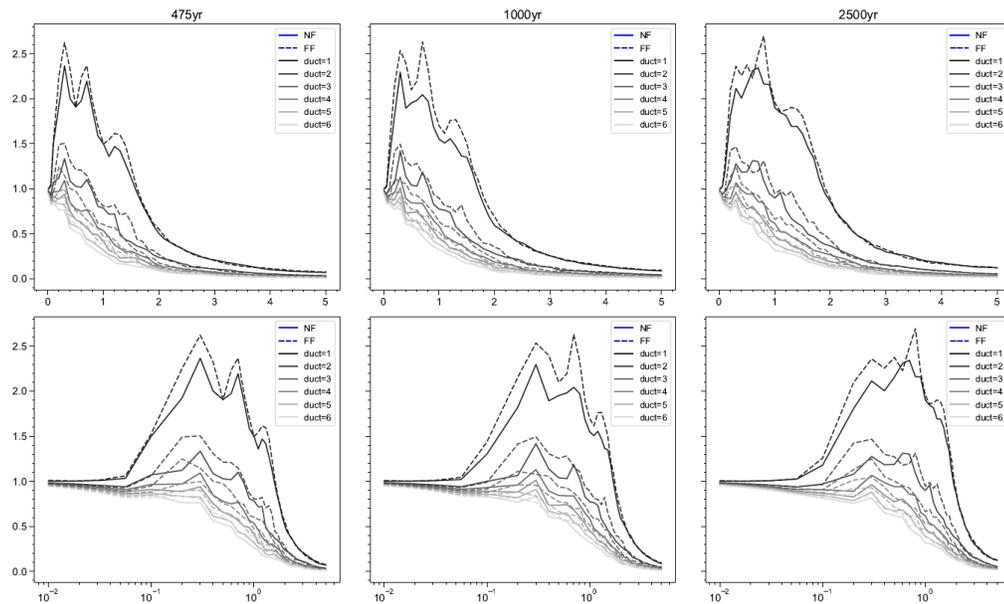
Anexo 116. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Pradera”.



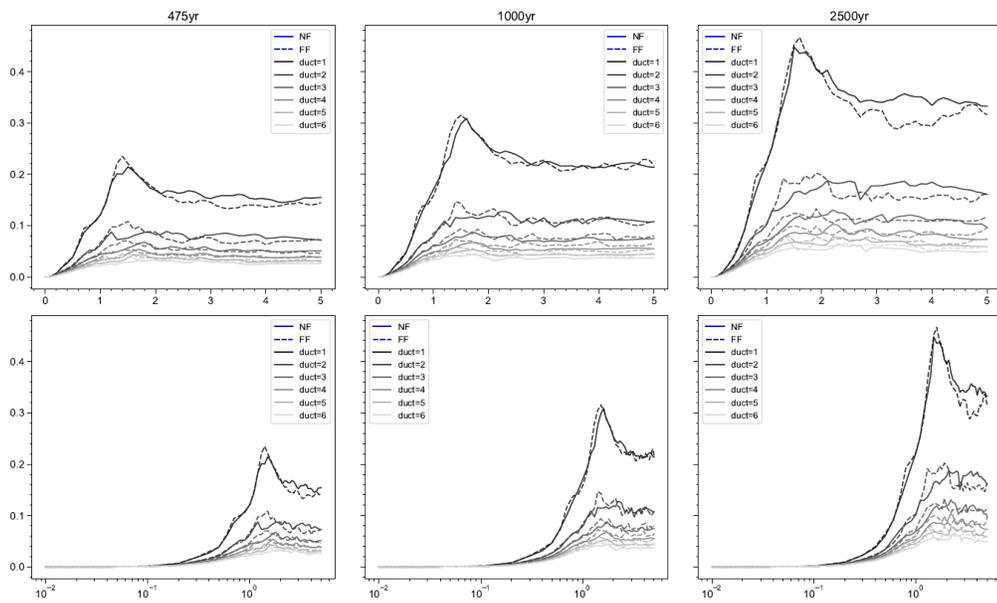
Anexo 117. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Pradera”.



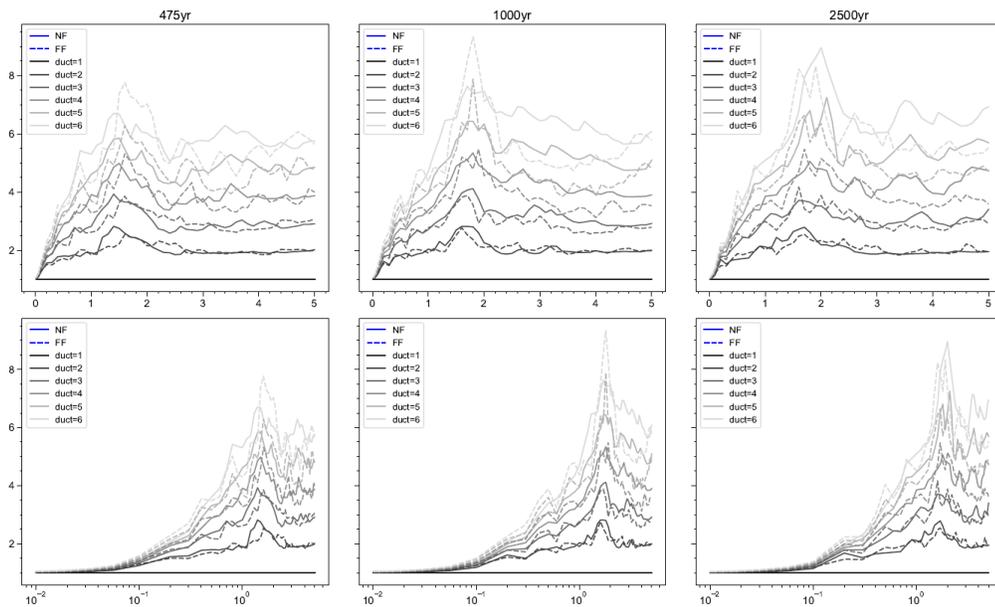
Anexo 118. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Pradera”.



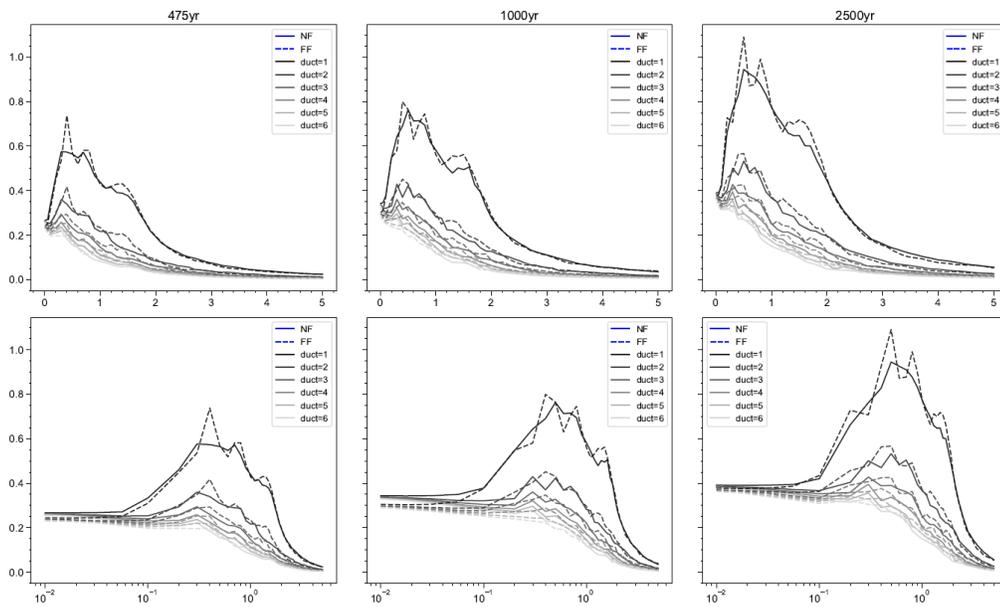
Anexo 119. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Pradera”.



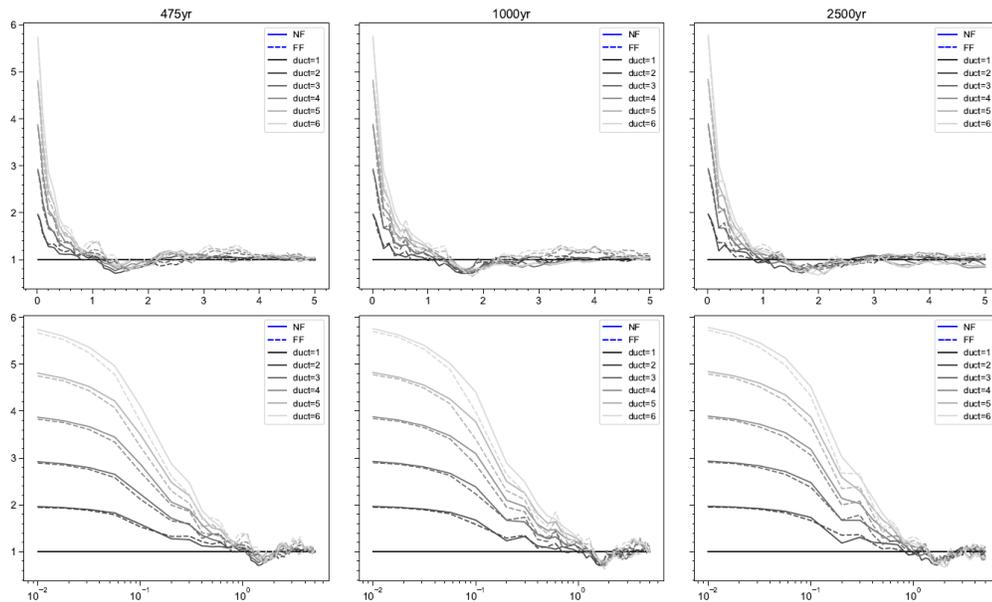
Anexo 120. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Pradera”.



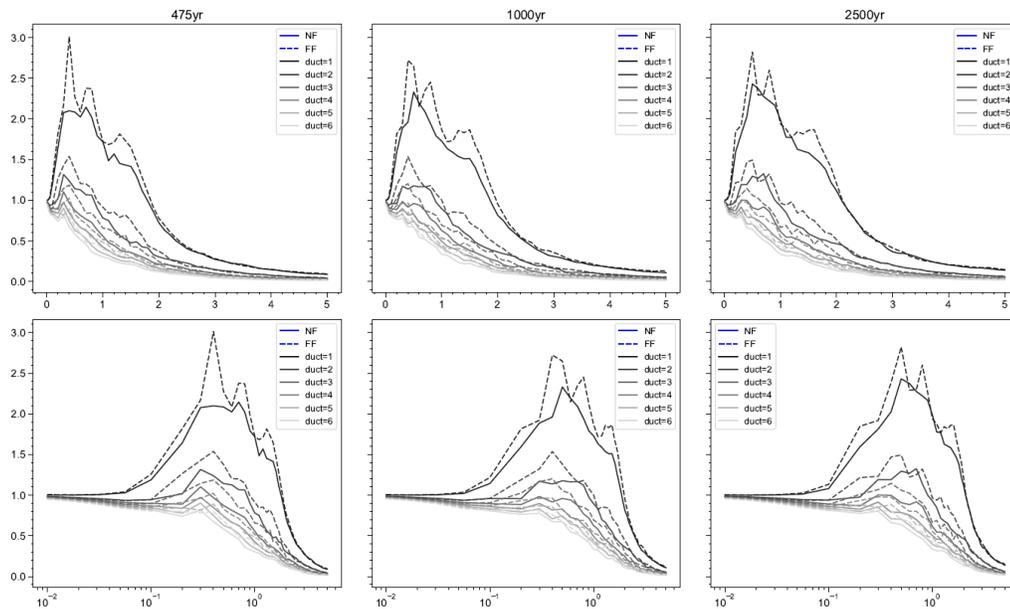
Anexo 121. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Progreso”.



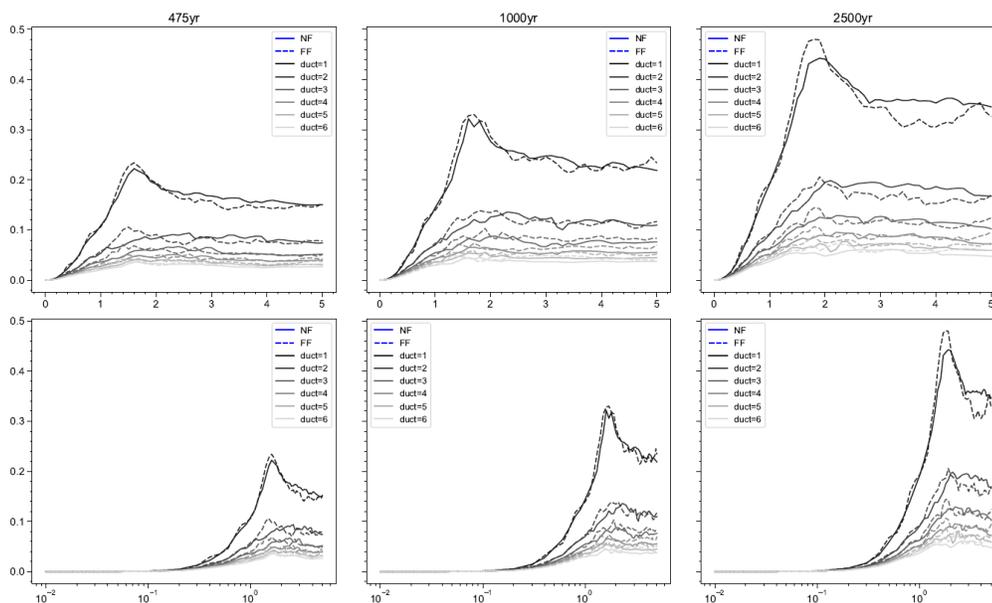
Anexo 122. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Progreso”.



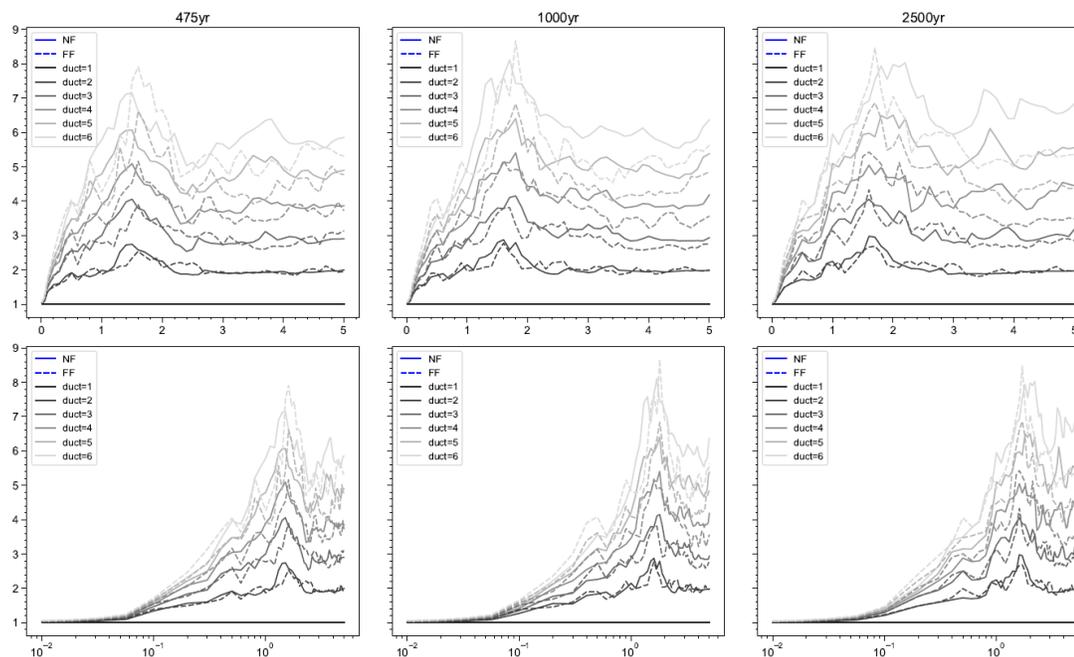
Anexo 123. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Progreso”.



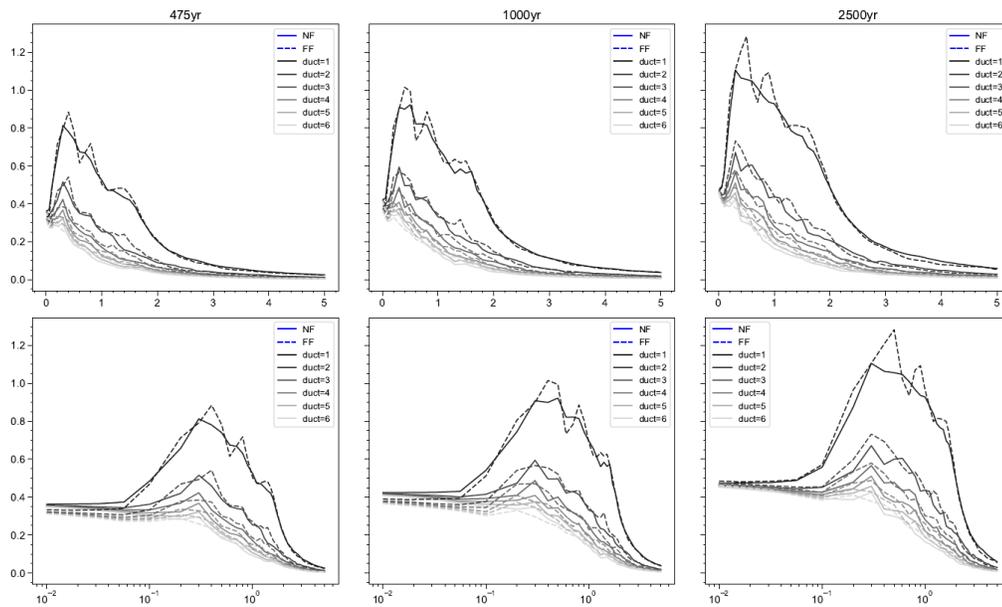
Anexo 124. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Progreso”.



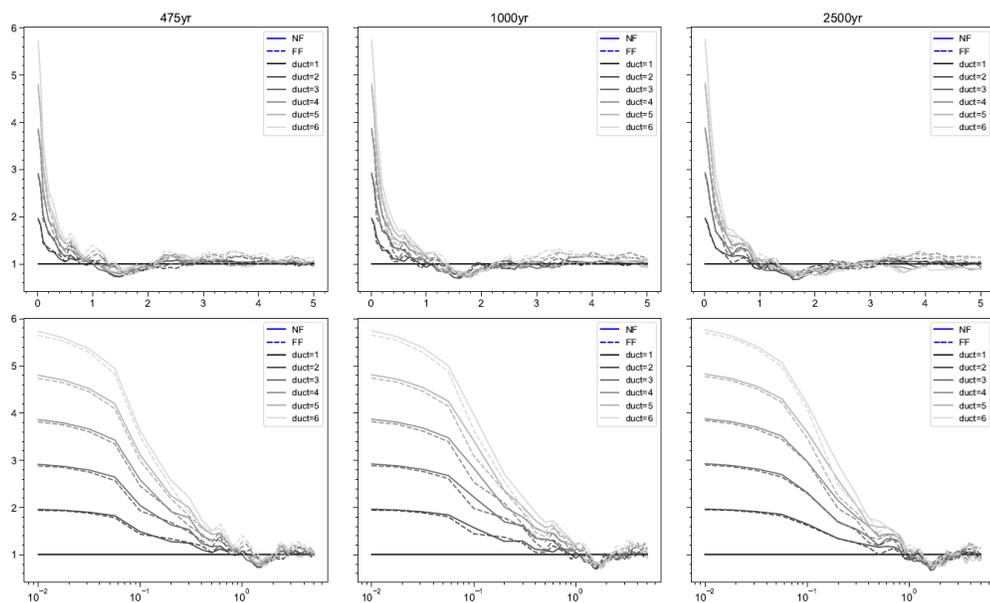
Anexo 125. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “EB Progreso”.



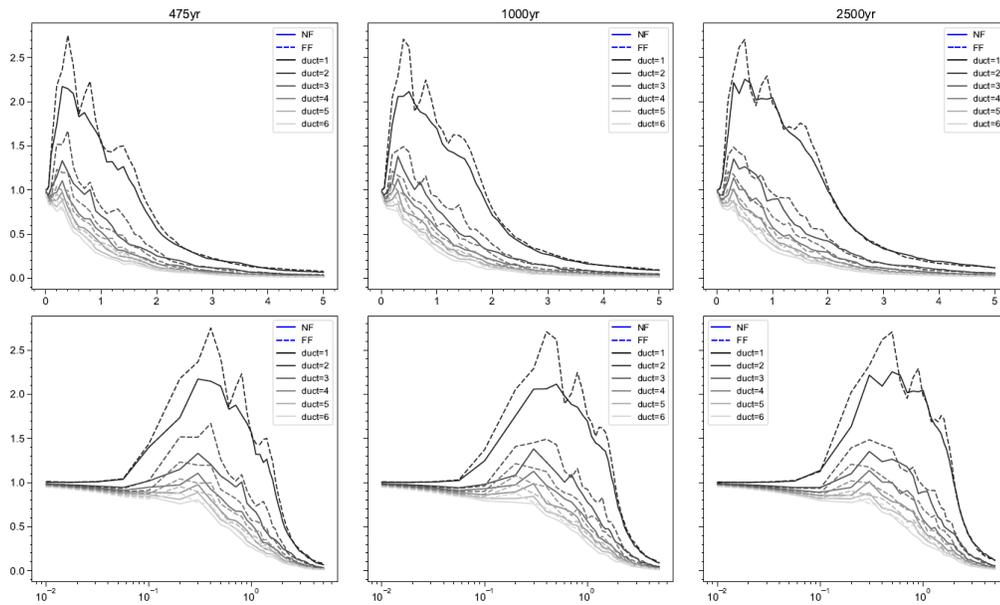
Anexo 126. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Esclusas”.



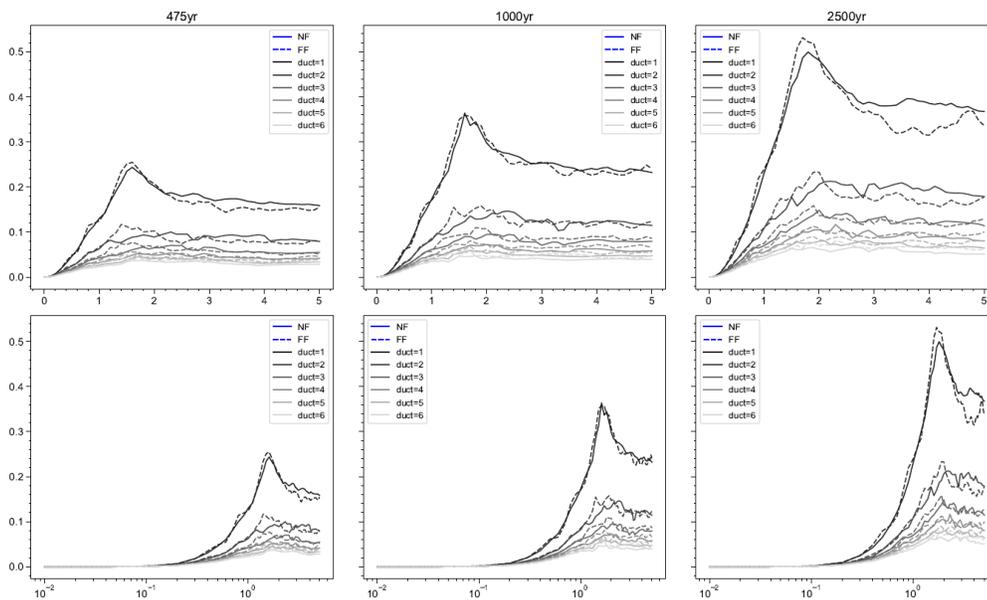
Anexo 127. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Esclusas”.



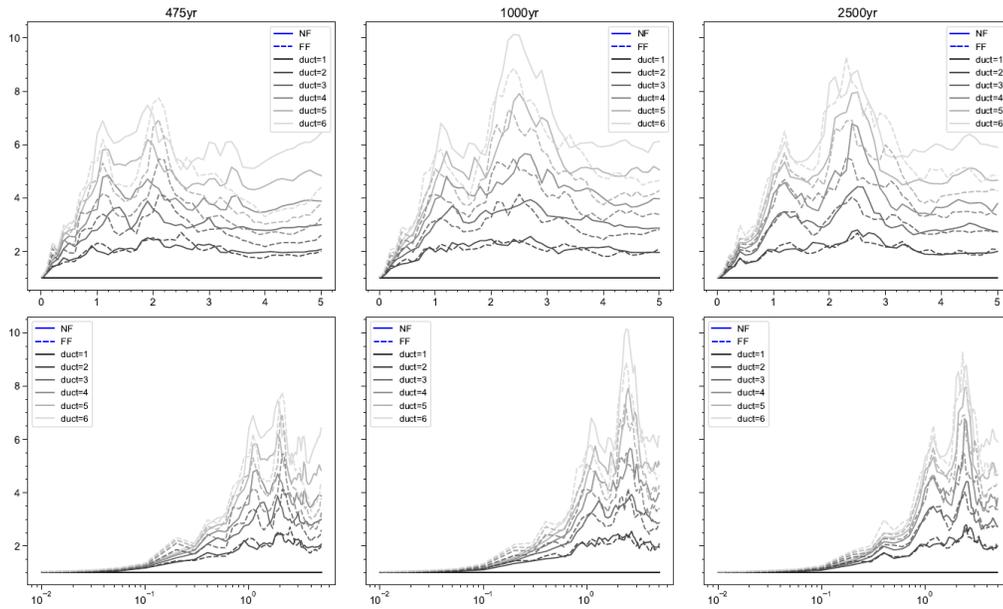
Anexo 128. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Esclusas”.



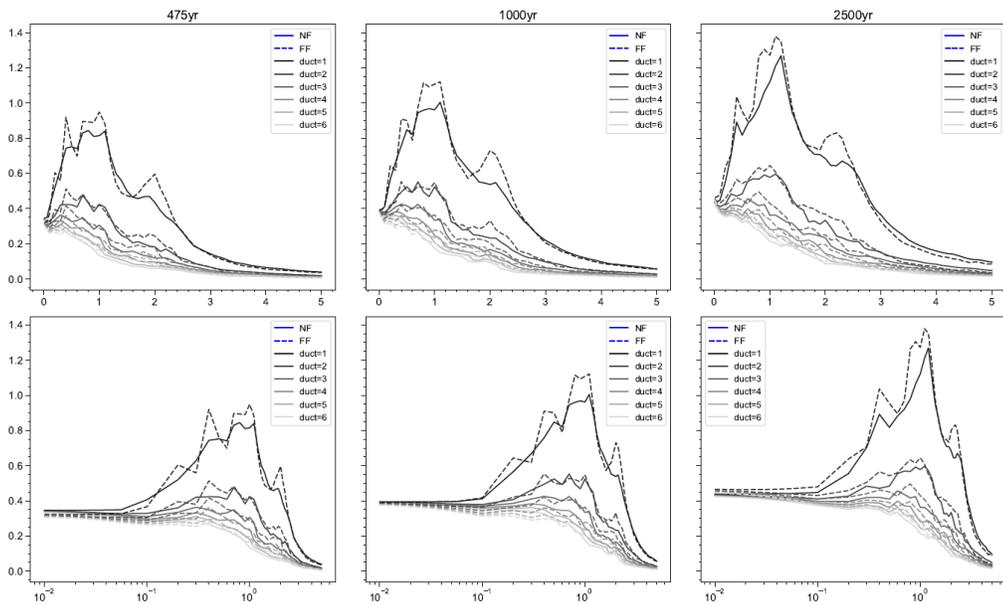
Anexo 129. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Esclusas”.



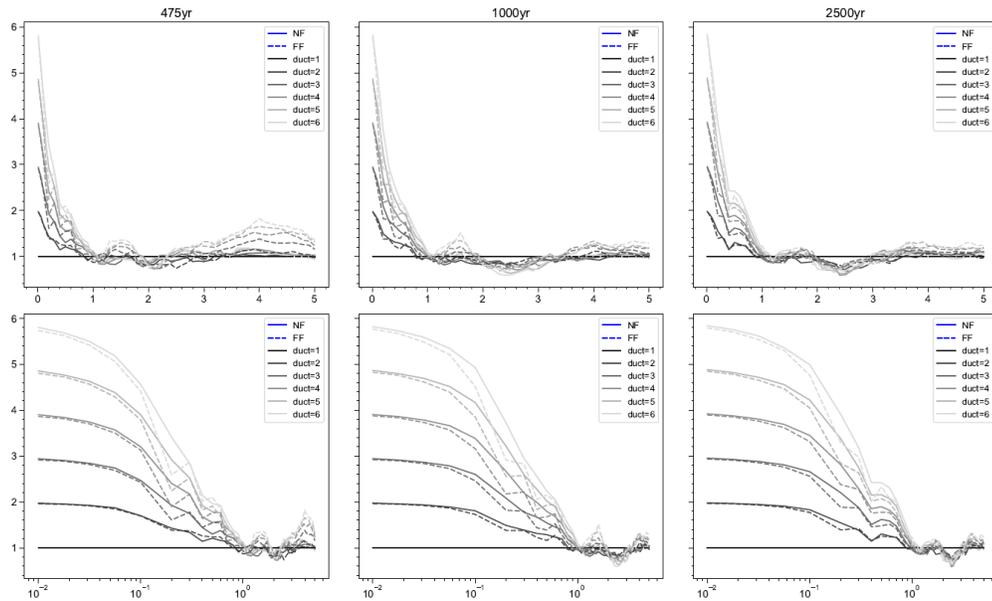
Anexo 130. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Esclusas”.



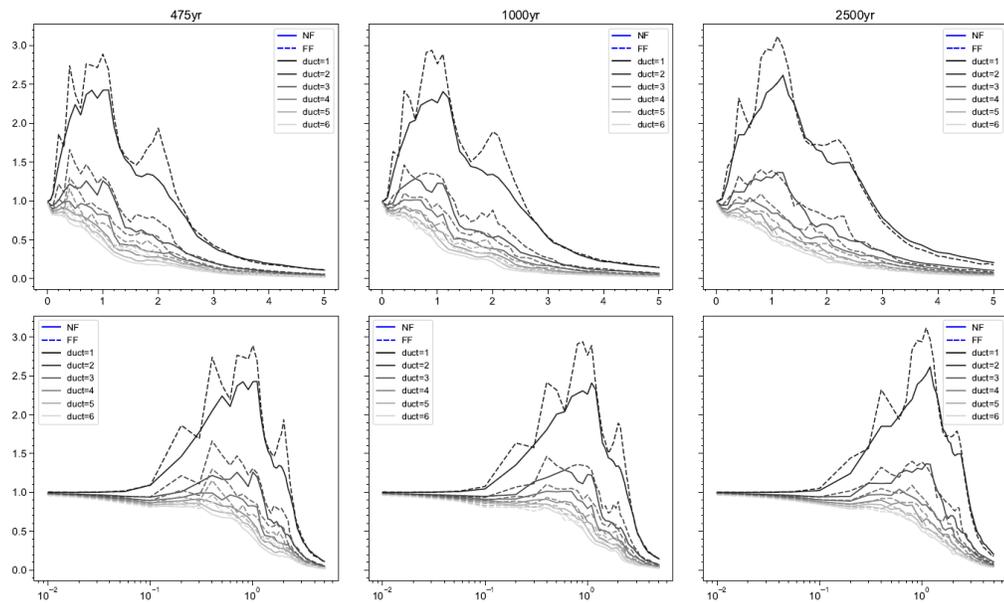
Anexo 131. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “HAG”.



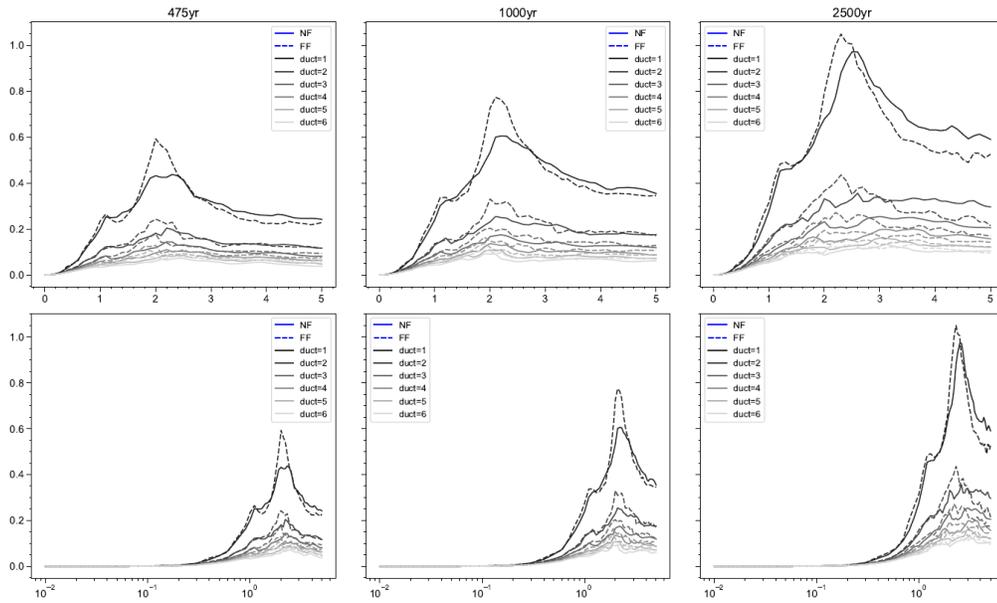
Anexo 132. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “HAG”.



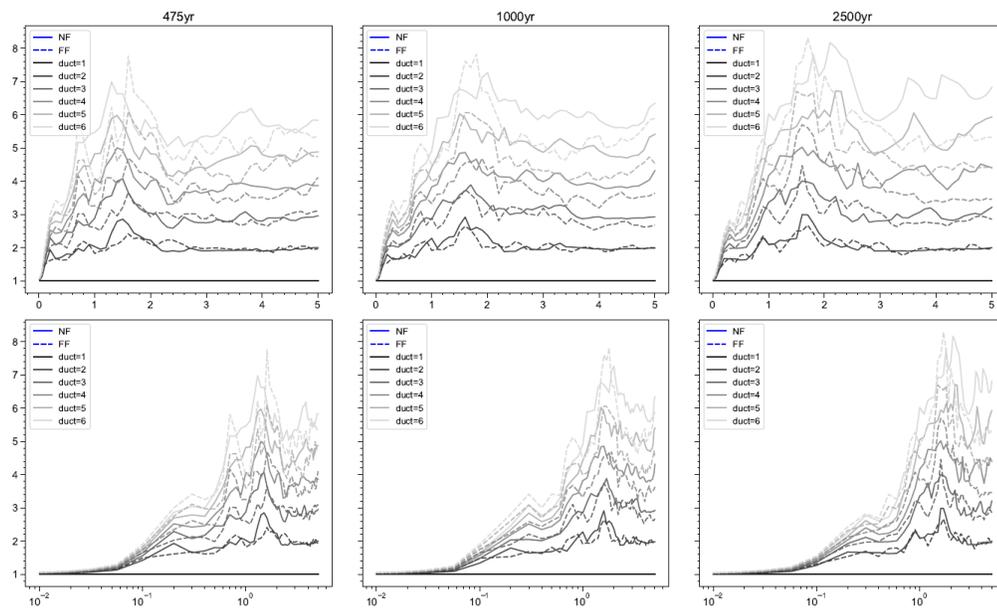
Anexo 133. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “HAG”.



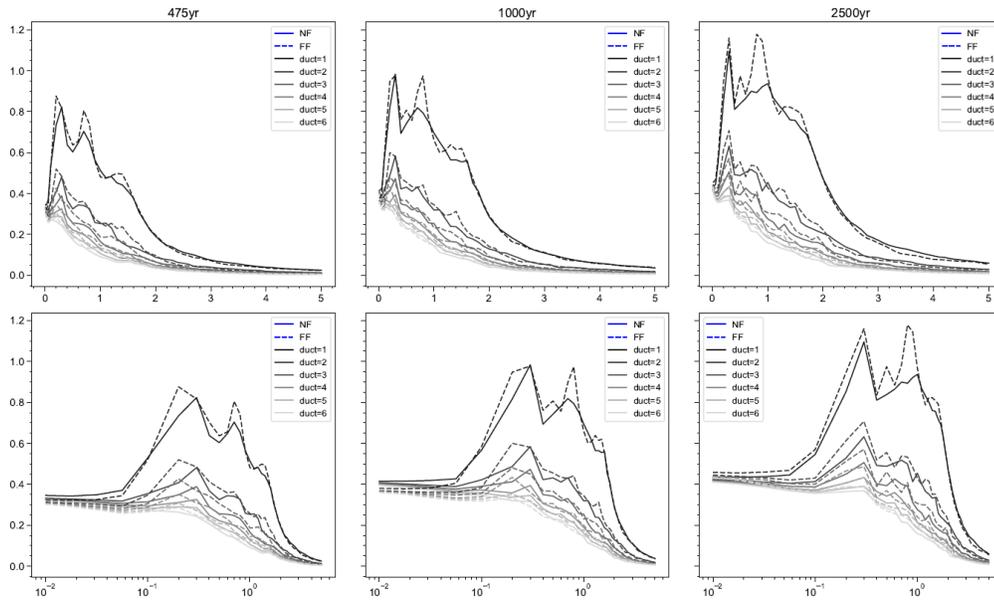
Anexo 134. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “HAG”.



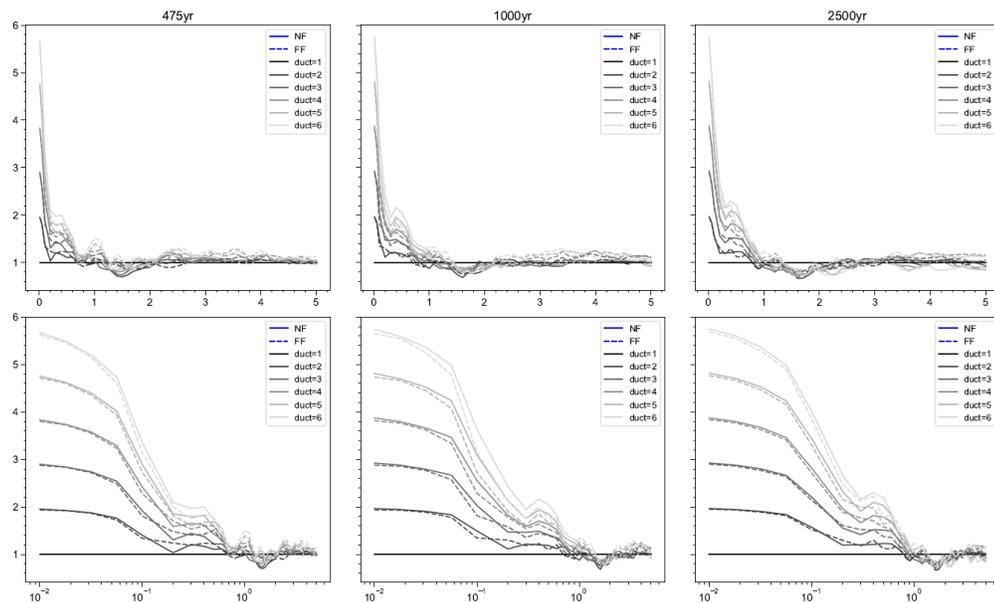
Anexo 135. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “HAG”.



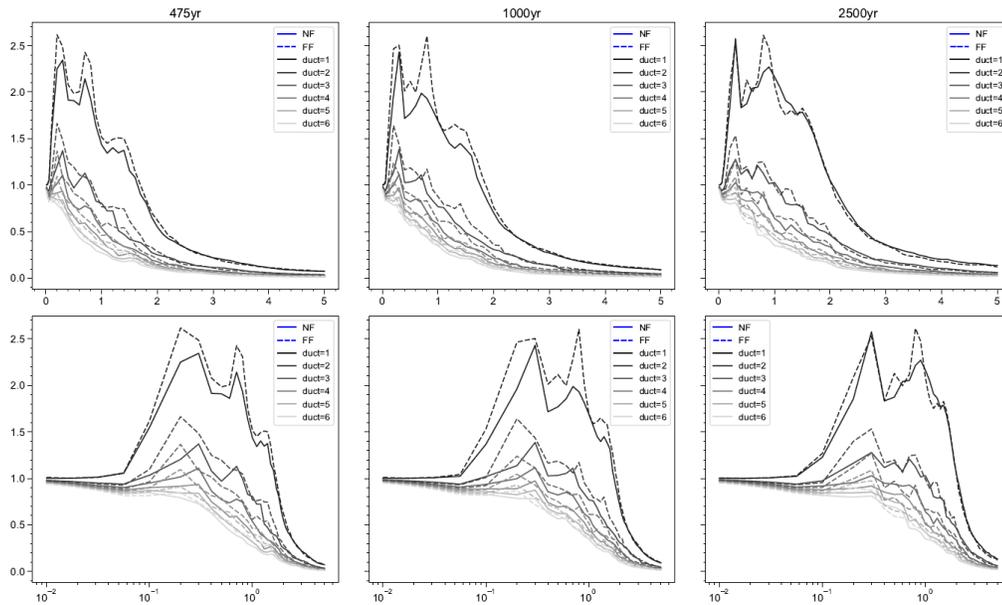
Anexo 136. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “IEES-Sur”.



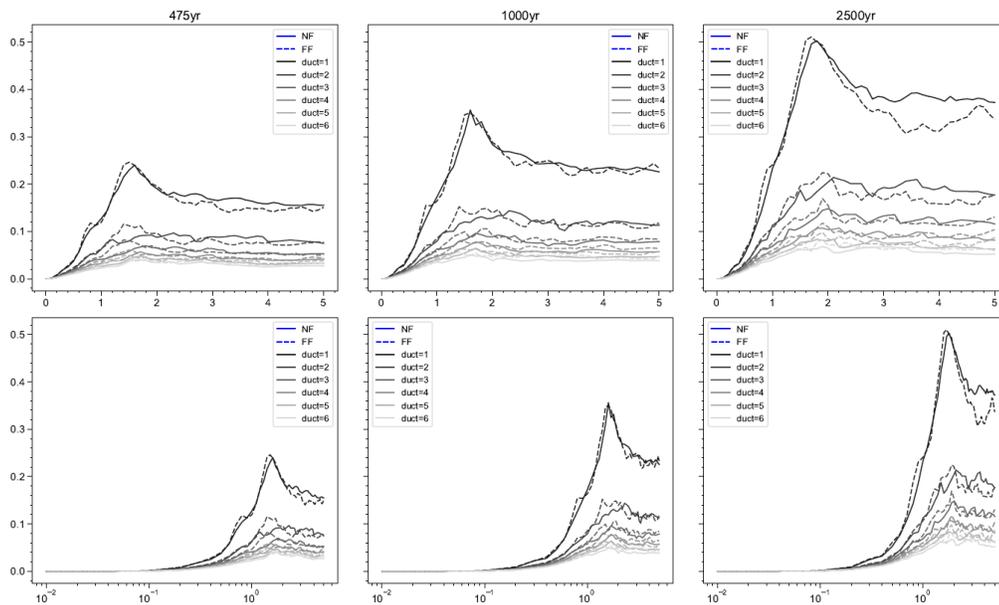
Anexo 137. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “IEES-Sur”.



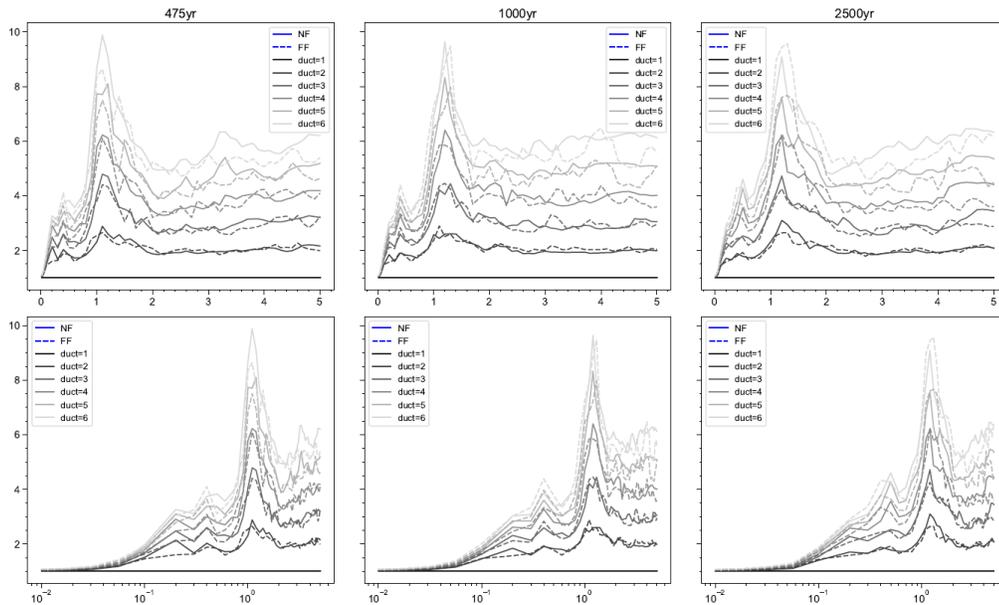
Anexo 138. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “IEES-Sur”.



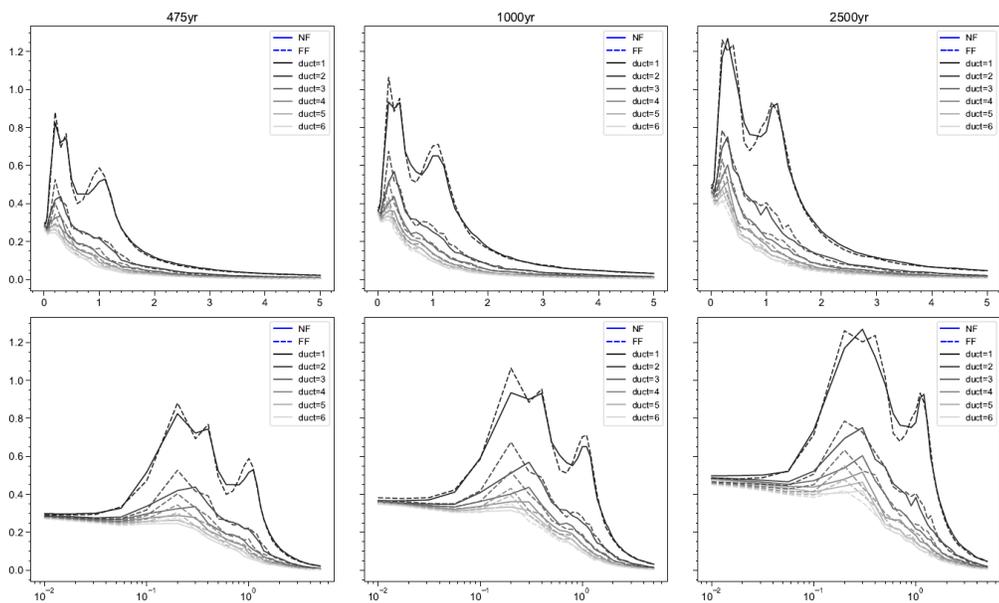
Anexo 139. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “IEES-Sur”.



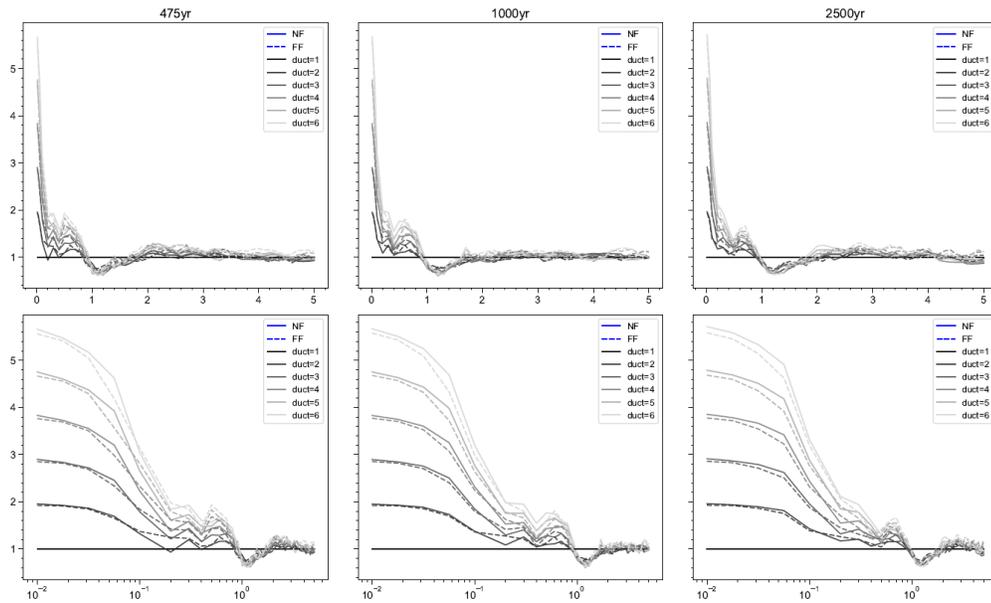
Anexo 140. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “IEES-Sur”.



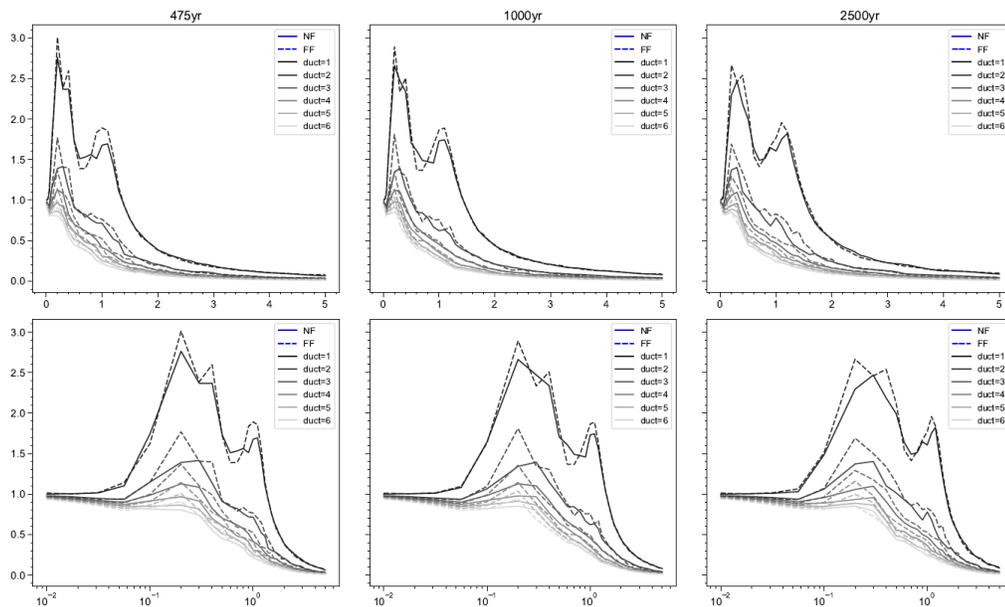
Anexo 141. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Intercambiador FDO”.



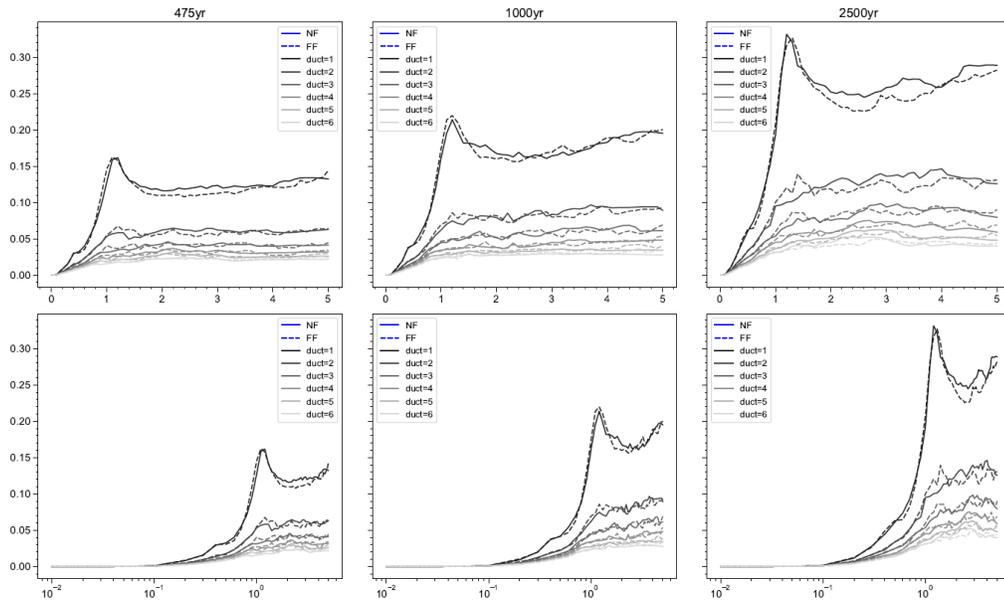
Anexo 142. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Intercambiador FDO”.



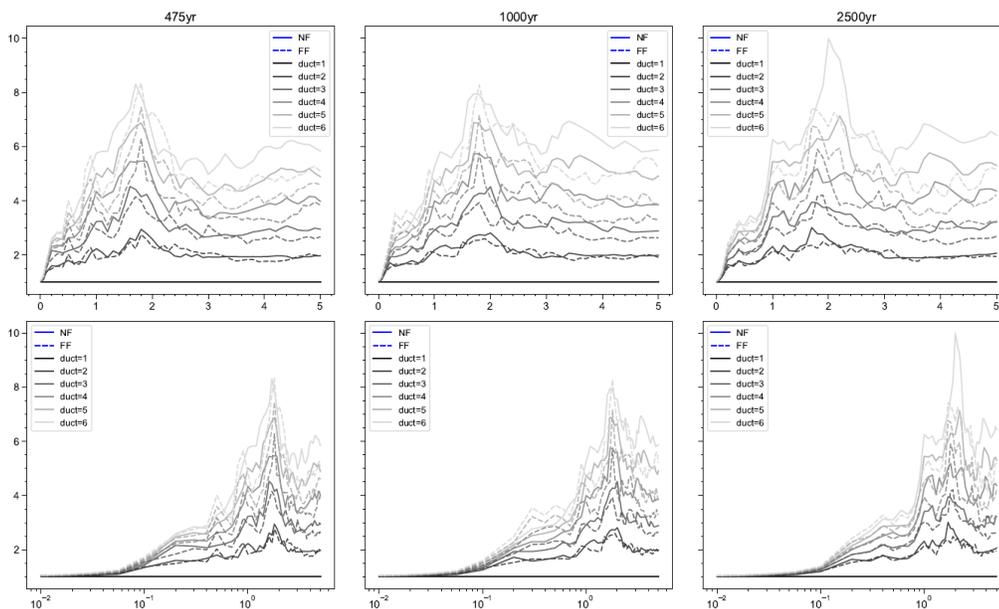
Anexo 143. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Intercambiador FDO”.



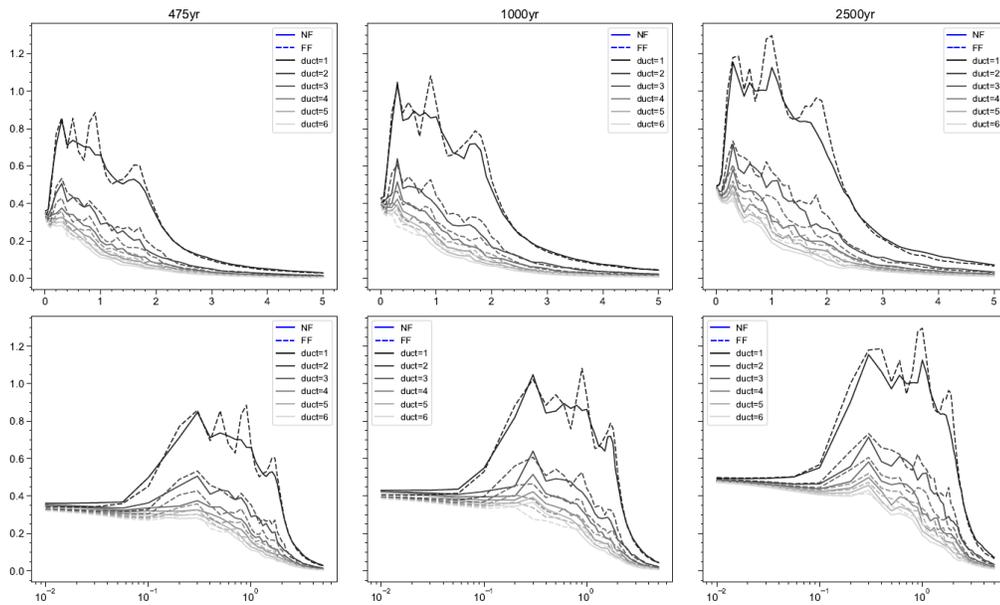
Anexo 144. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Intercambiador FDO”.



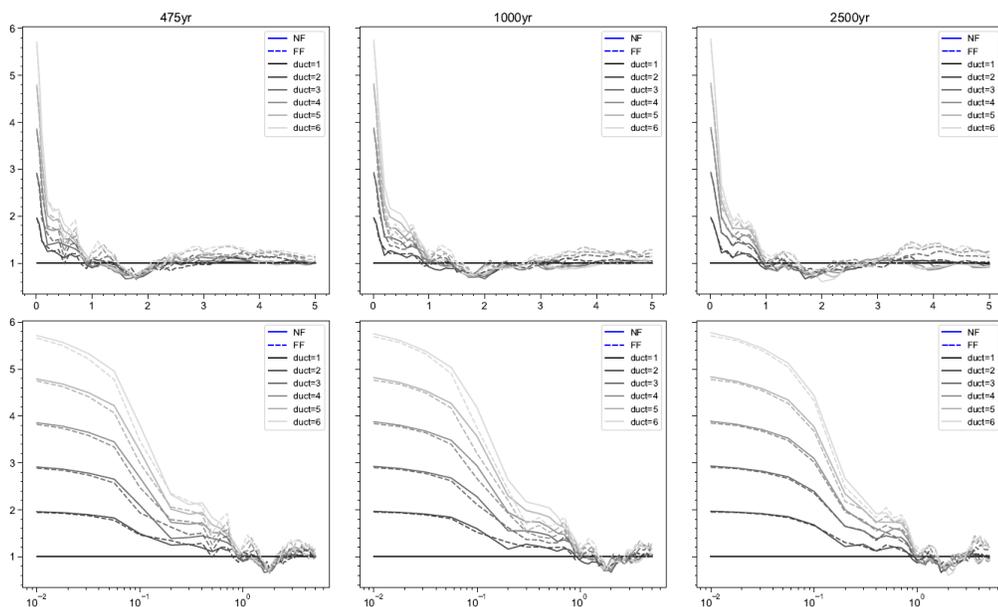
Anexo 145. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Intercambiador FDO”.



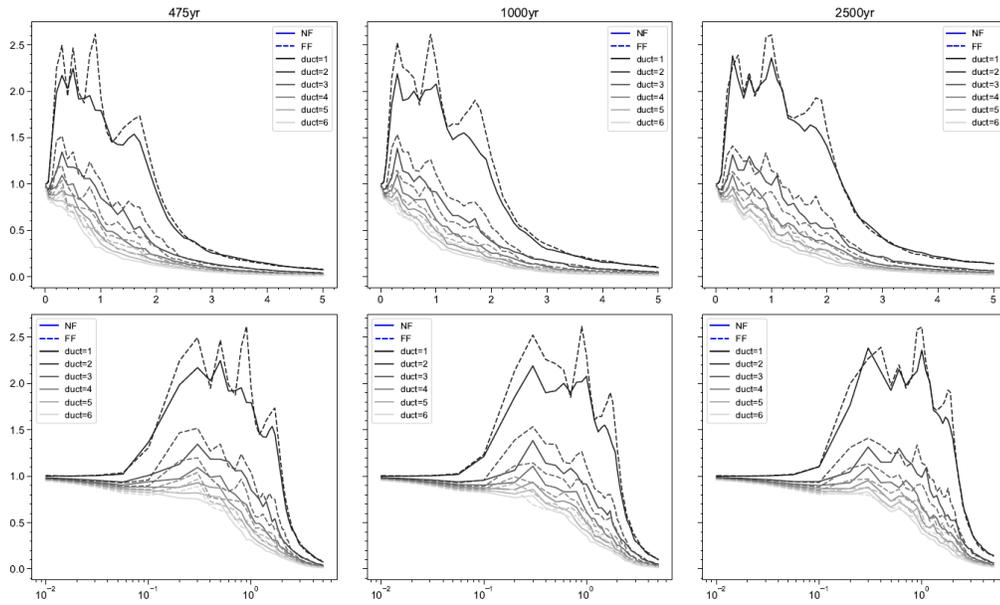
Anexo 146. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_1”.



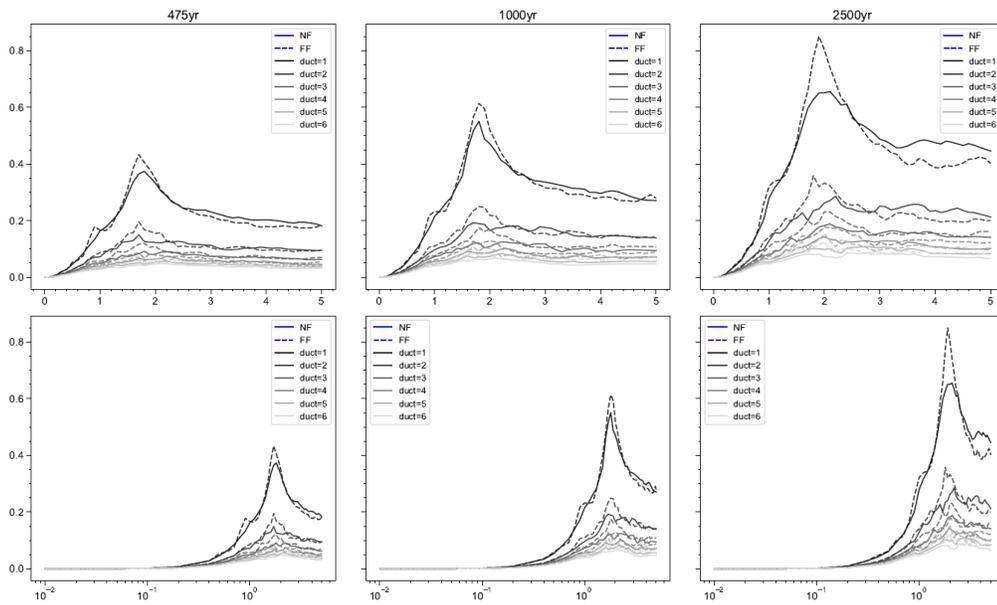
Anexo 147. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_1”.



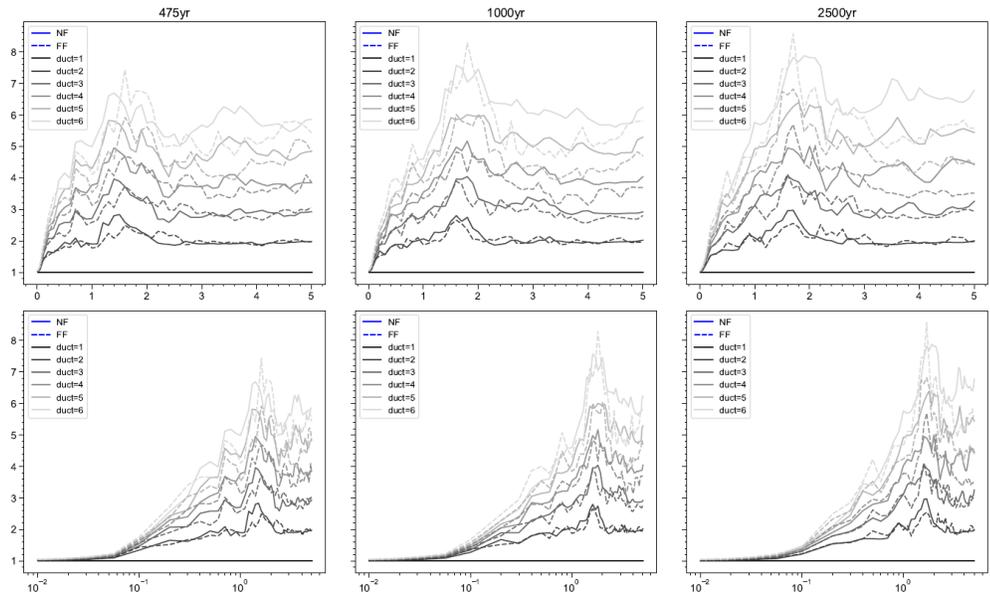
Anexo 148. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_1”.



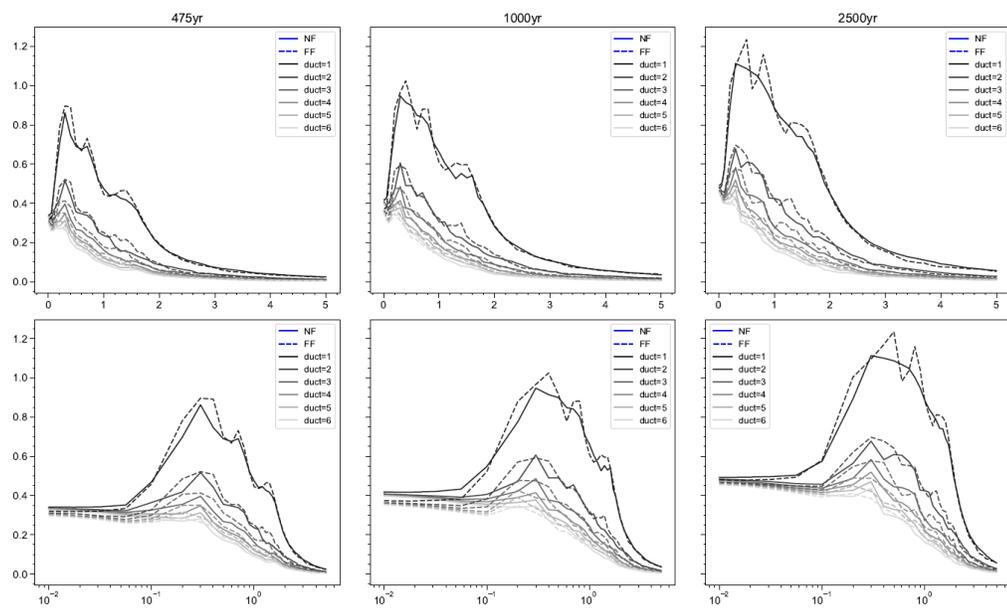
Anexo 149. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_1”.



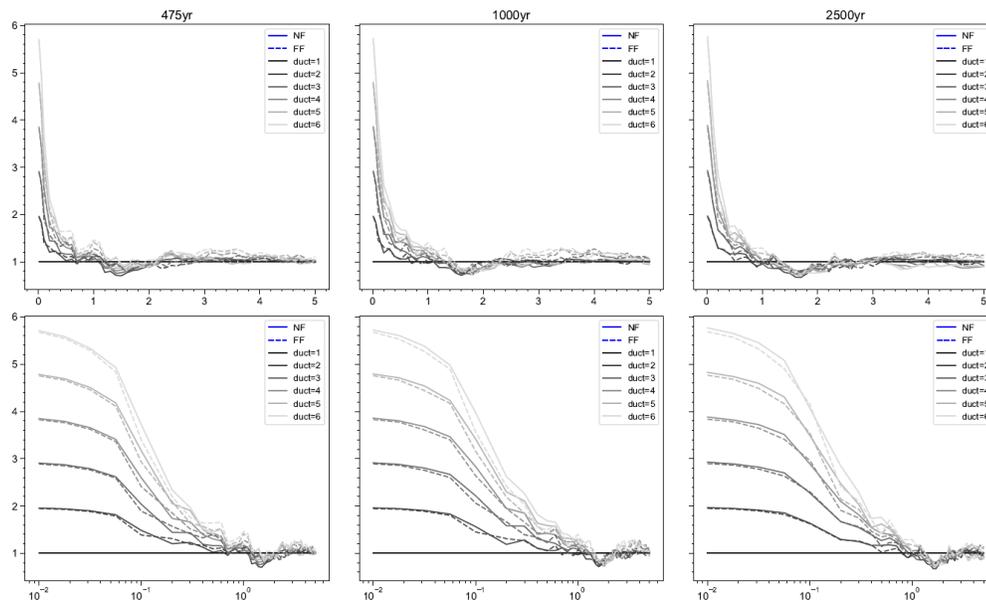
Anexo 150. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_1”.



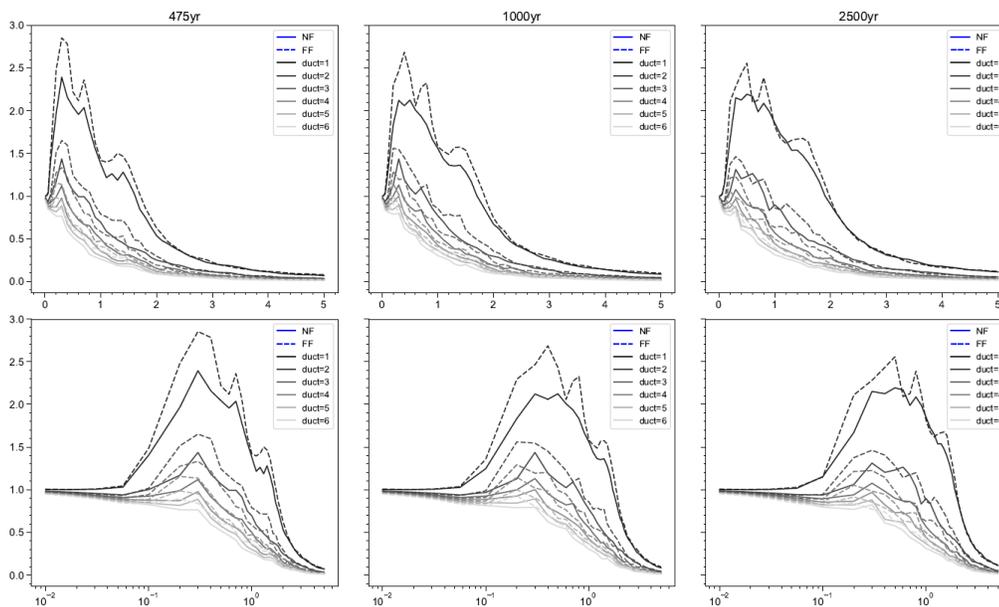
Anexo 151. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_2”.



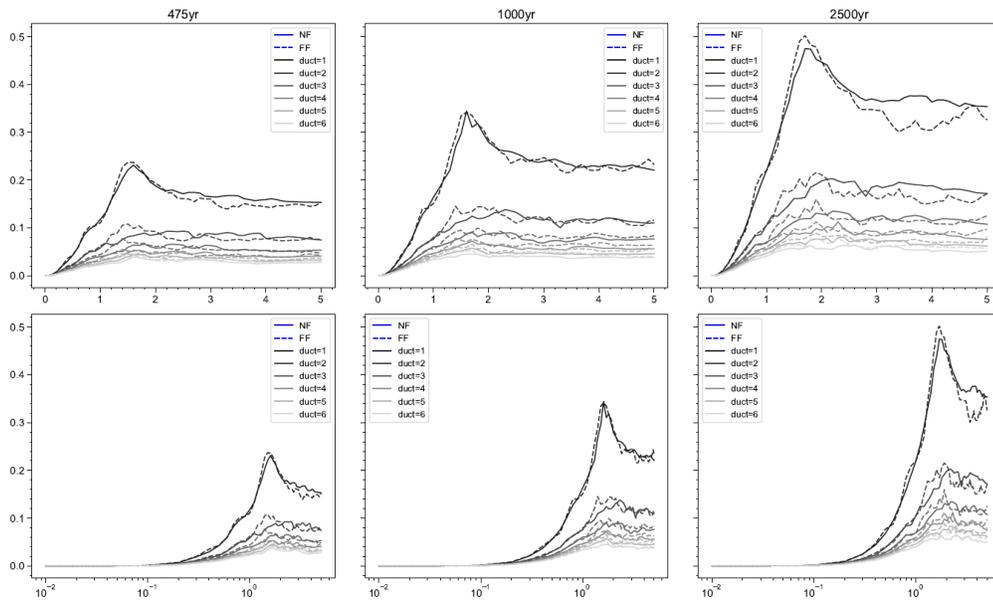
Anexo 152. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_2”.



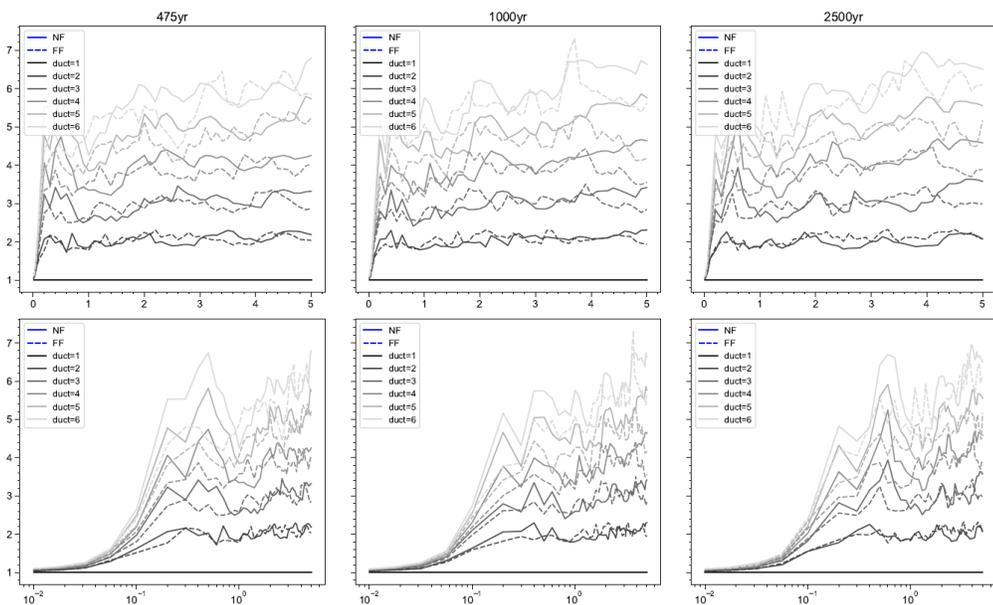
Anexo 153. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_2”.



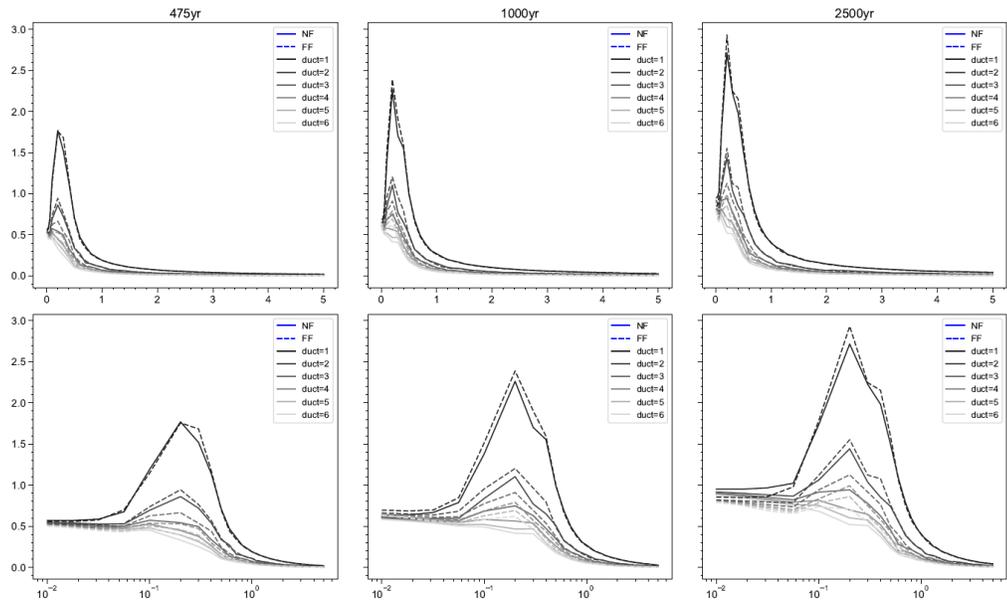
Anexo 154. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_2”.



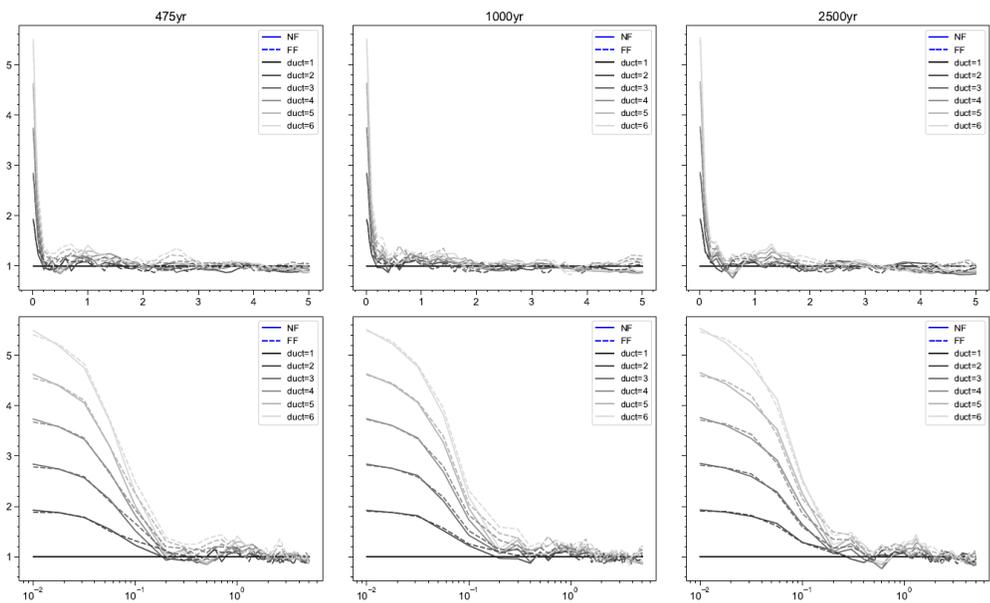
Anexo 155. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “LIS\_2”.



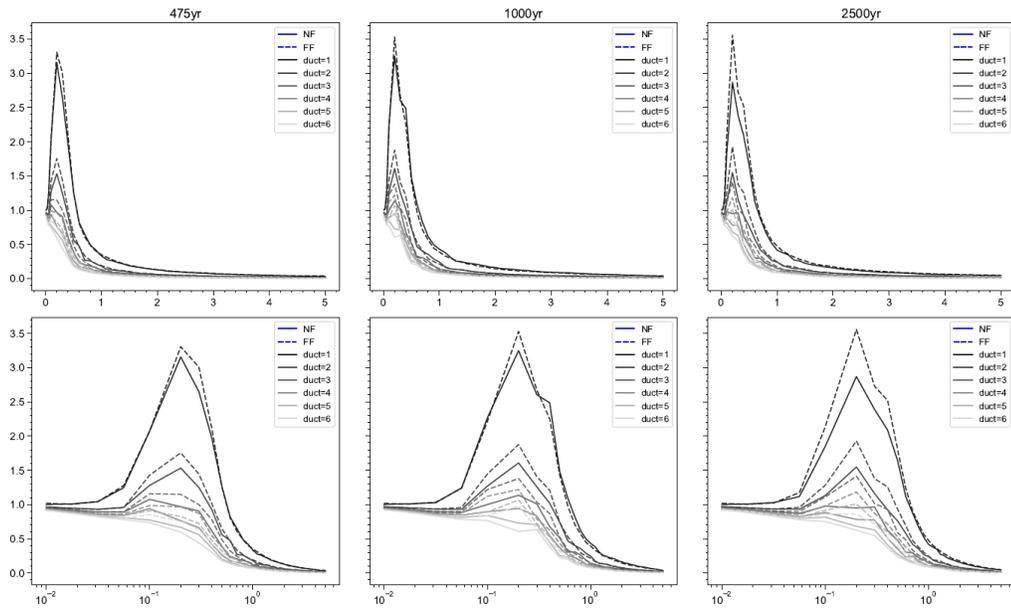
Anexo 156. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Monte Sinai”.



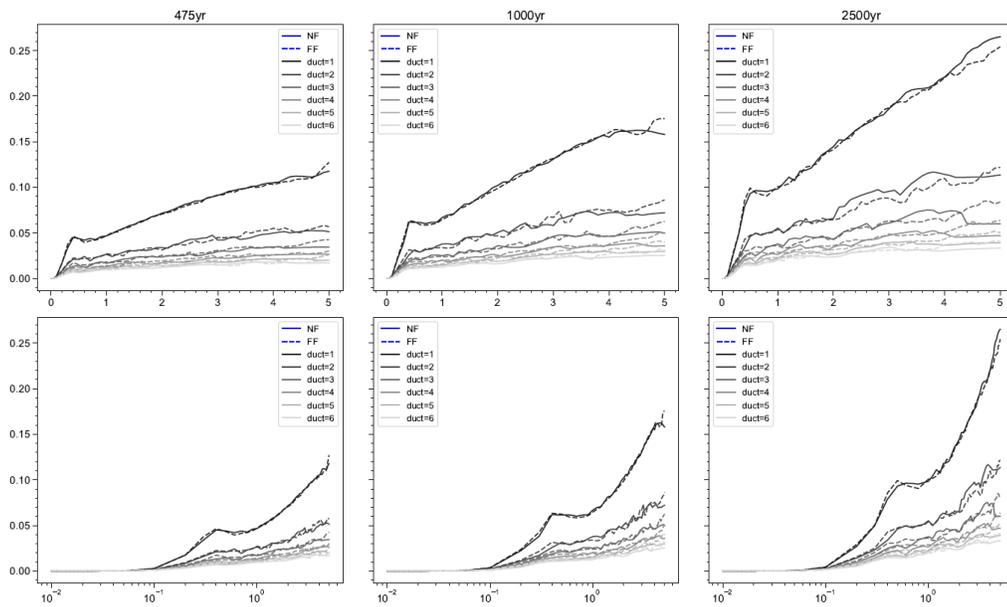
Anexo 157. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Monte Sinaí”.



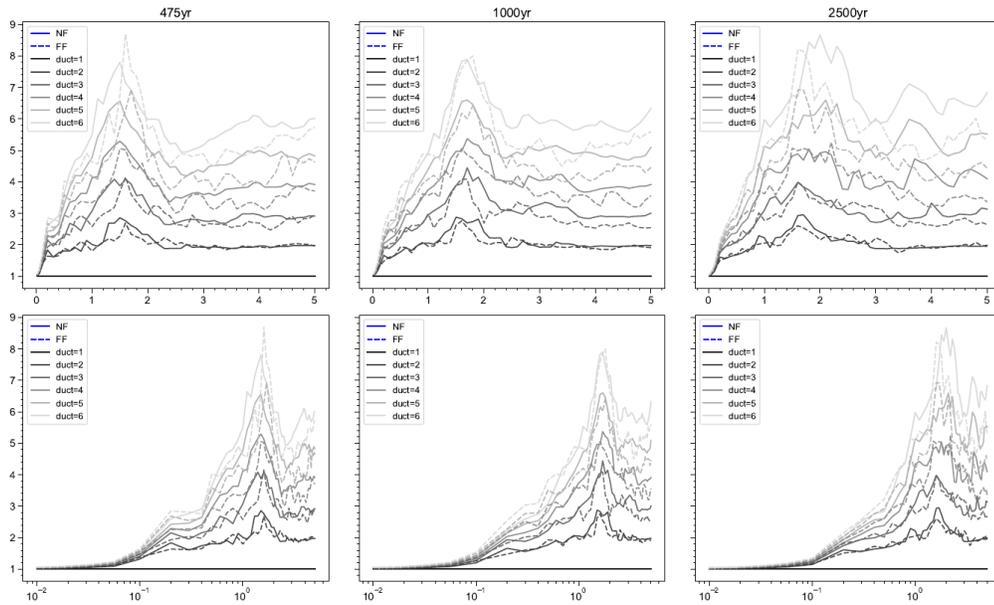
Anexo 158. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Monte Sinaí”.



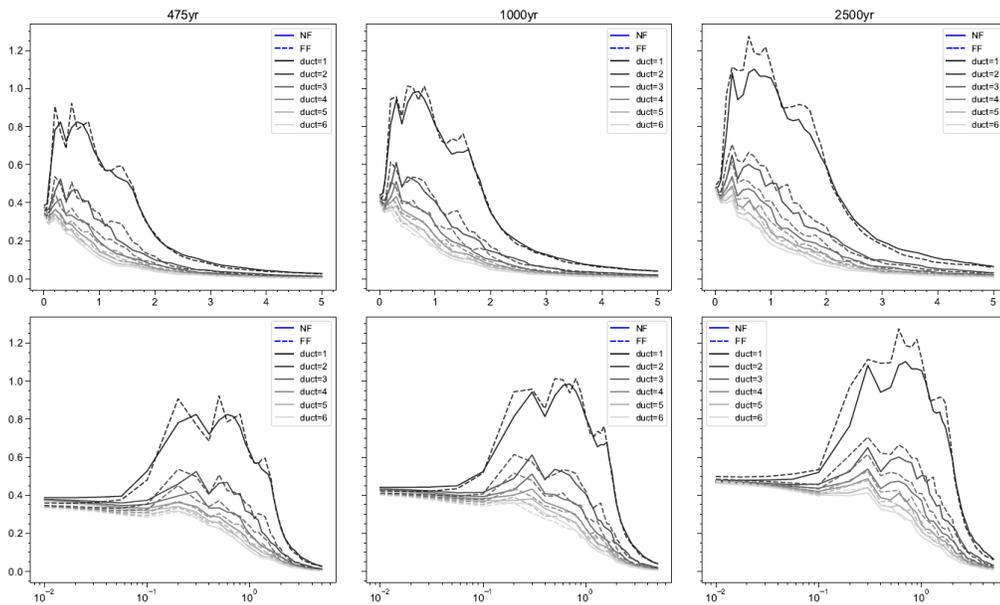
Anexo 159. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Monte Sinaí”.



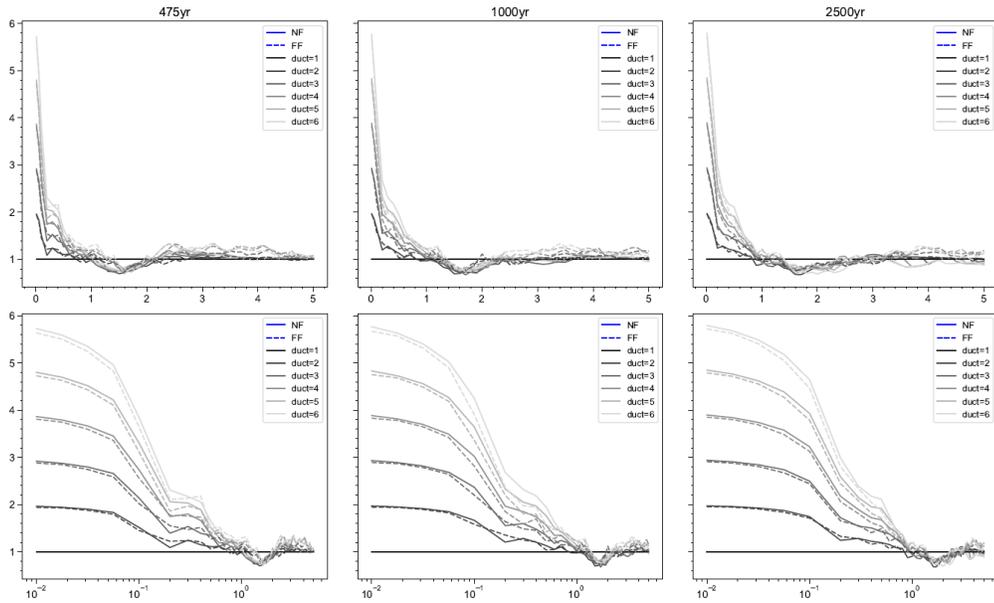
Anexo 160. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Monte Sinaí”.



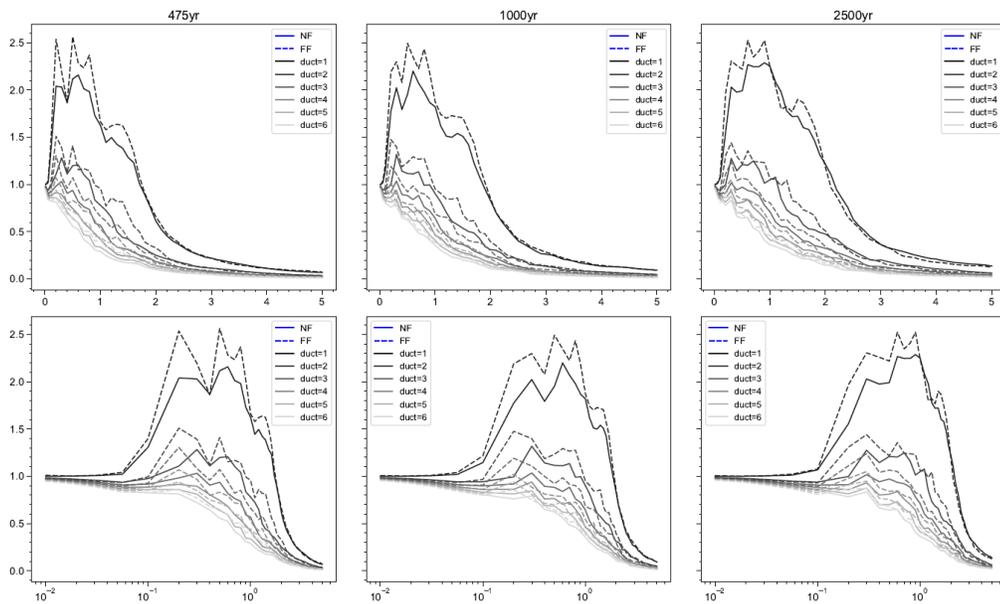
Anexo 161. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Murano”.



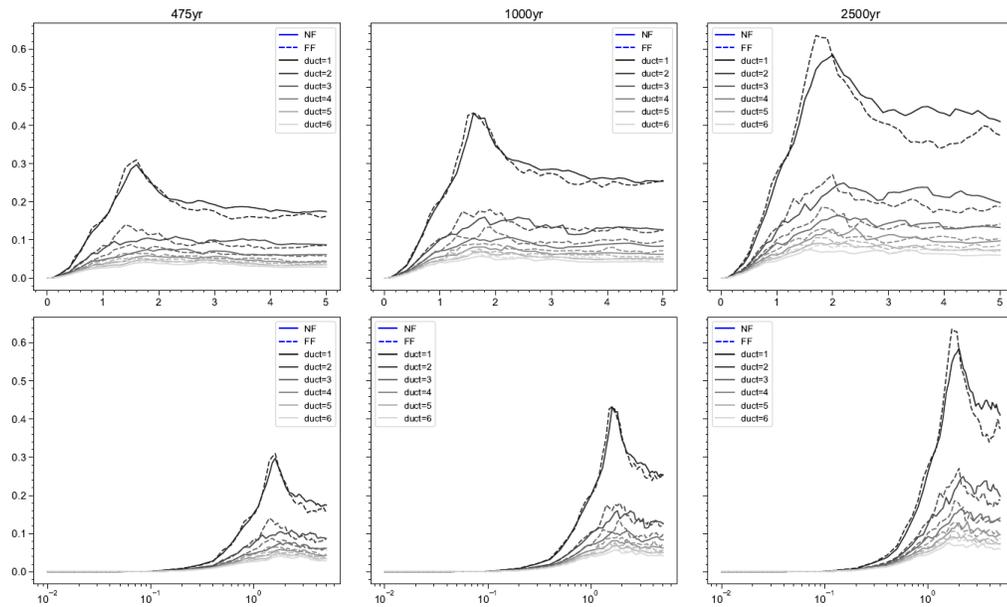
Anexo 162. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Murano”.



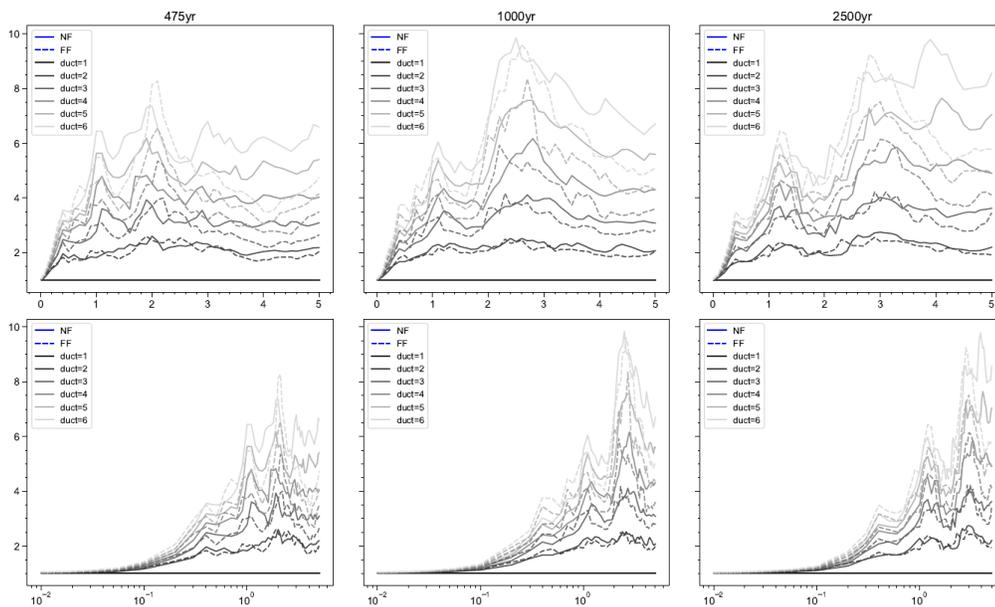
Anexo 163. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Murano”.



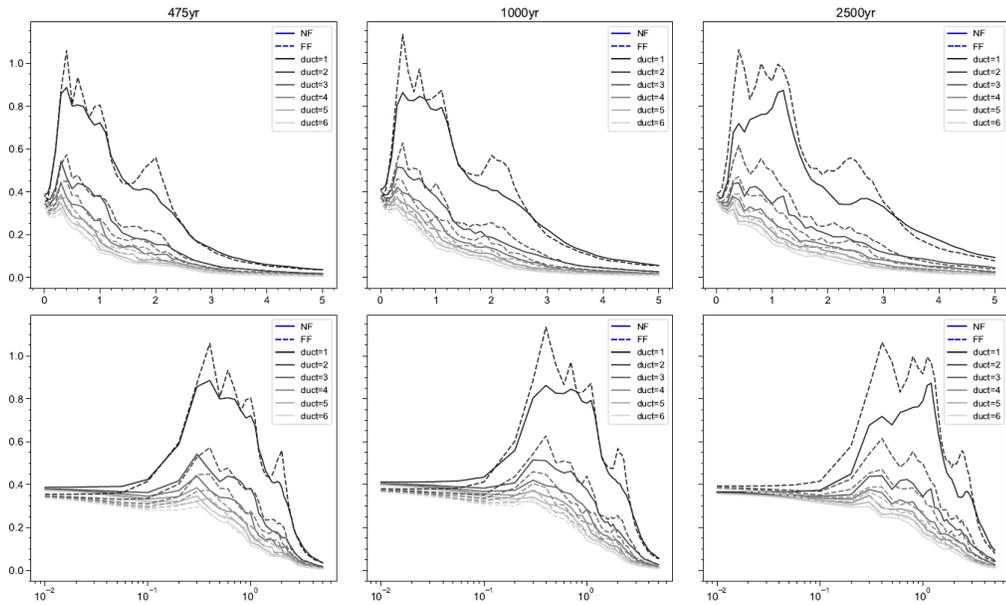
Anexo 164. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Murano”.



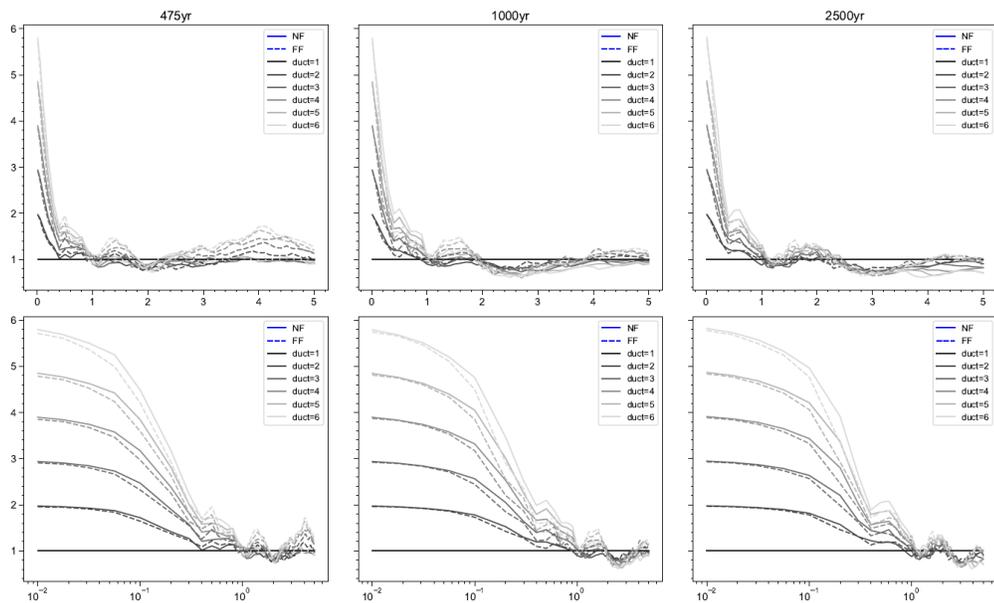
Anexo 165. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Murano”.



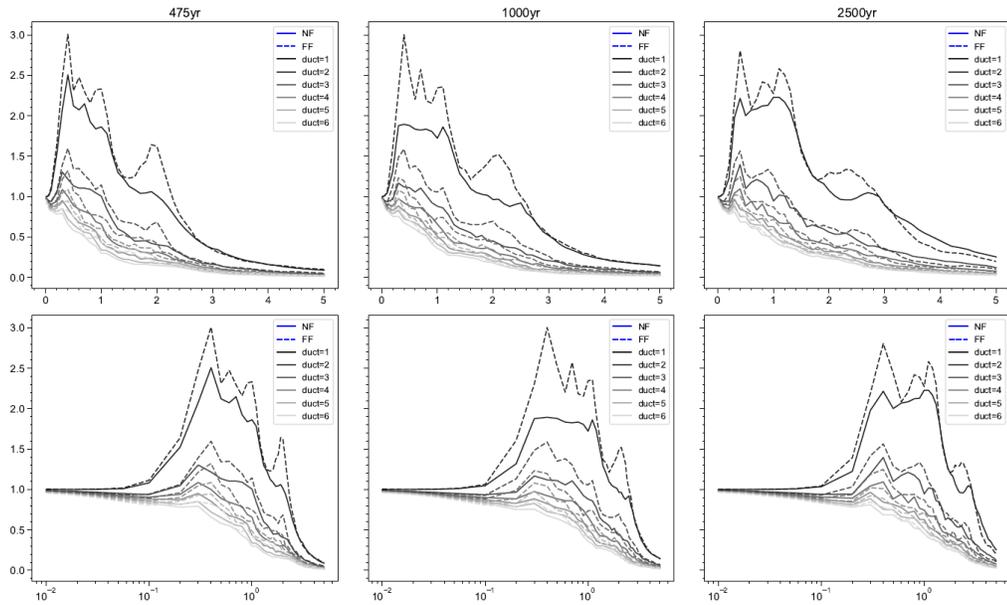
Anexo 166. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Pantano Seco”.



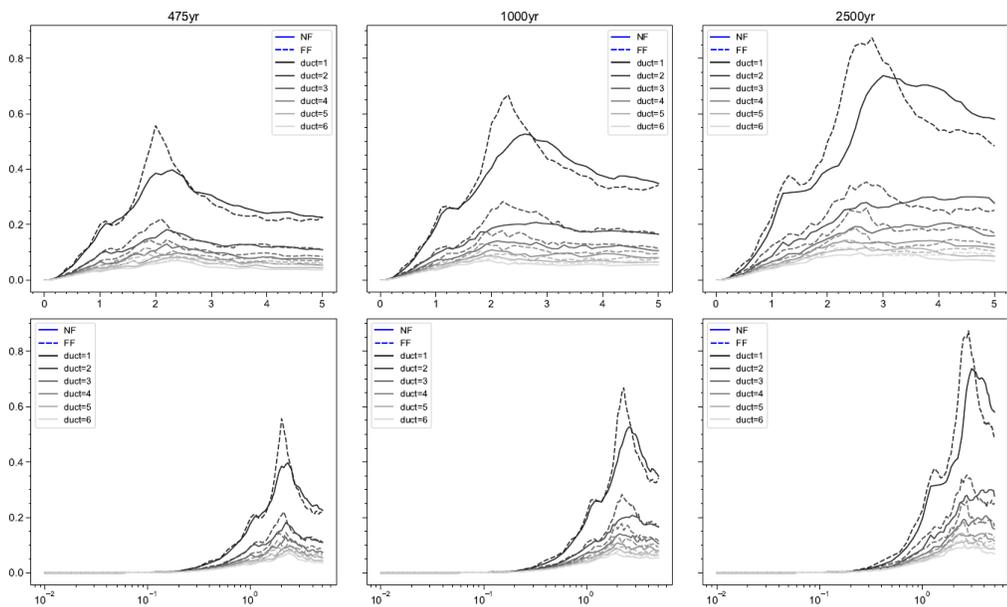
Anexo 167. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Pantano Seco”.



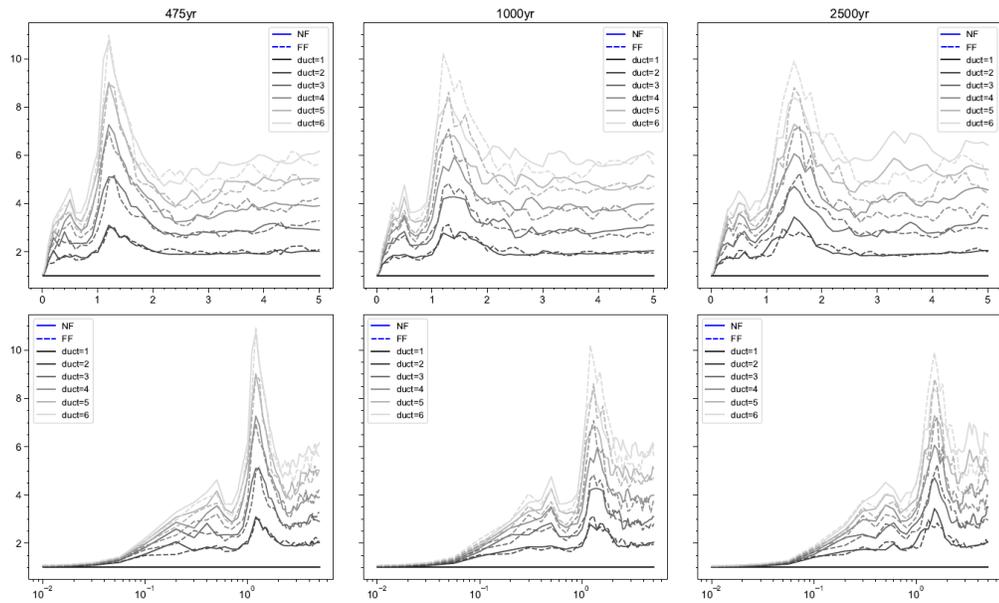
Anexo 168. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Pantano Seco”.



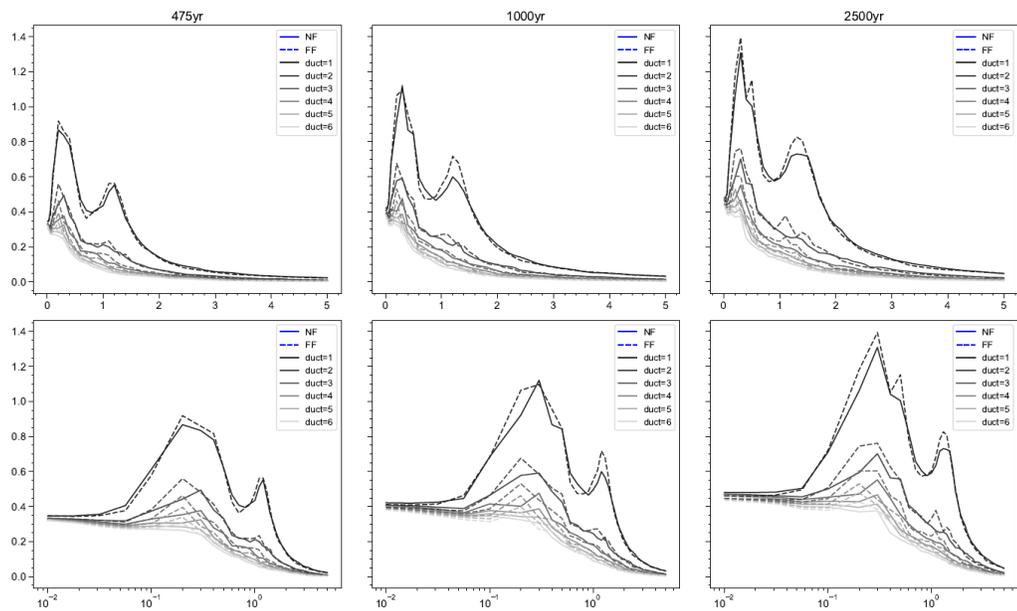
Anexo 169. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Pantano Seco”.



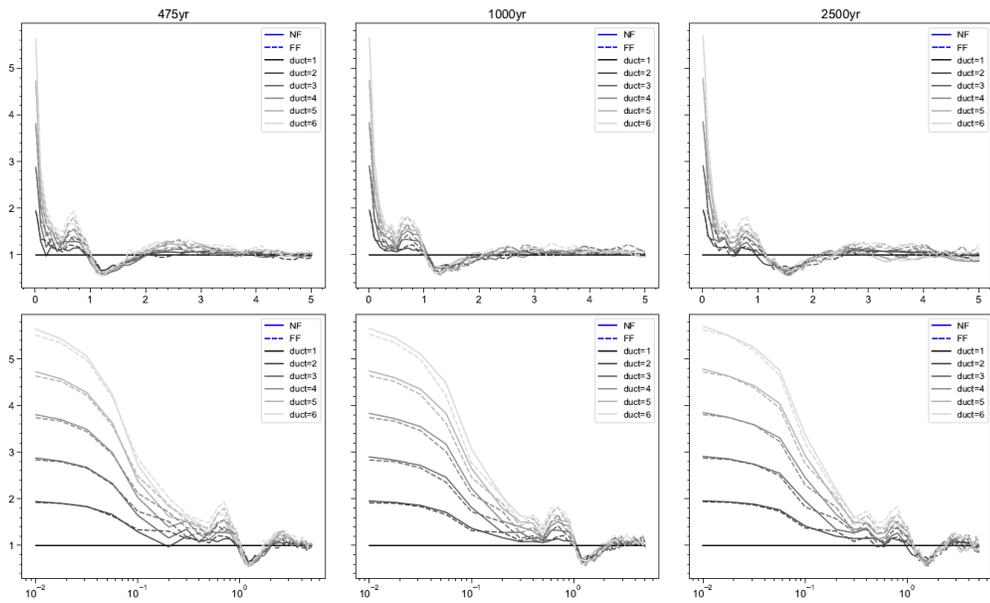
Anexo 170. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Pantano Seco”.



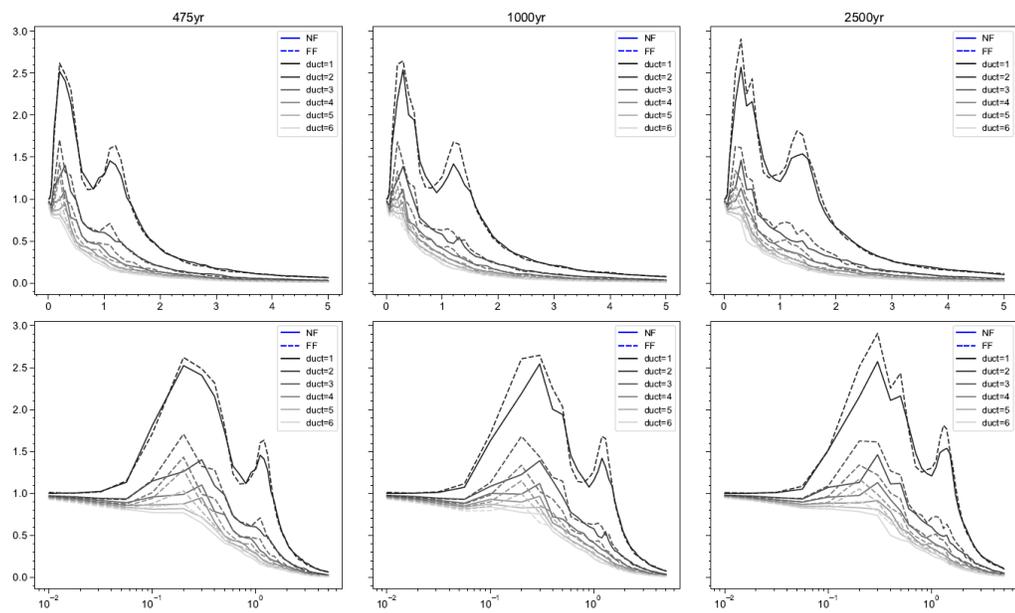
Anexo 171. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PLATGUB”.



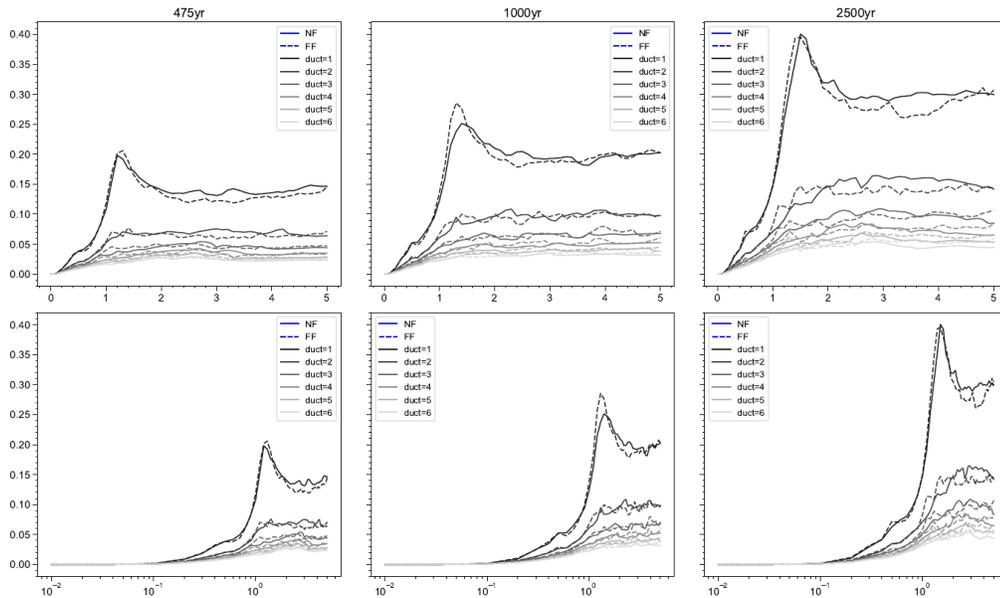
Anexo 172. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PLATGUB”.



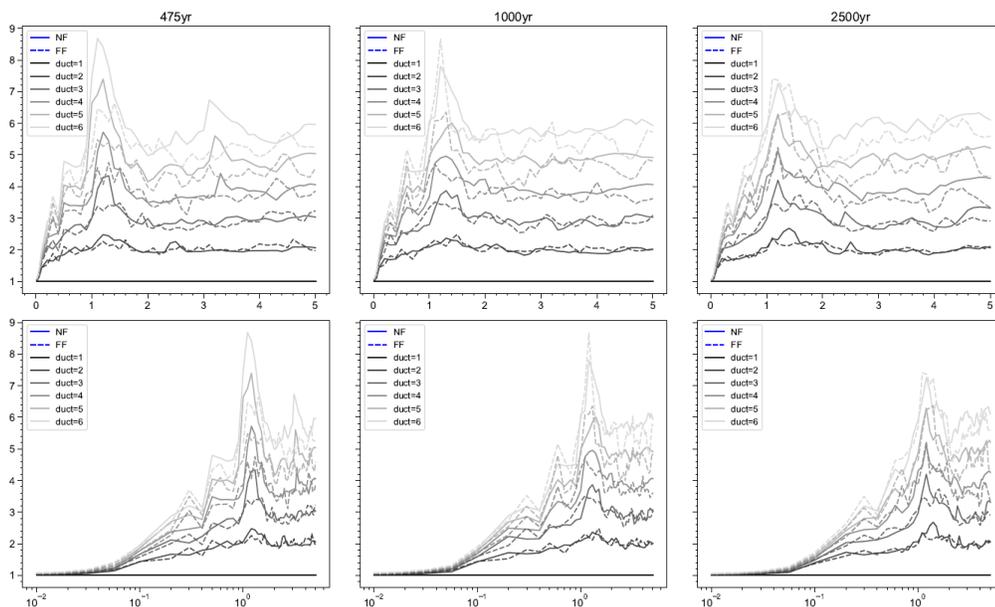
Anexo 173. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PLATGUB”.



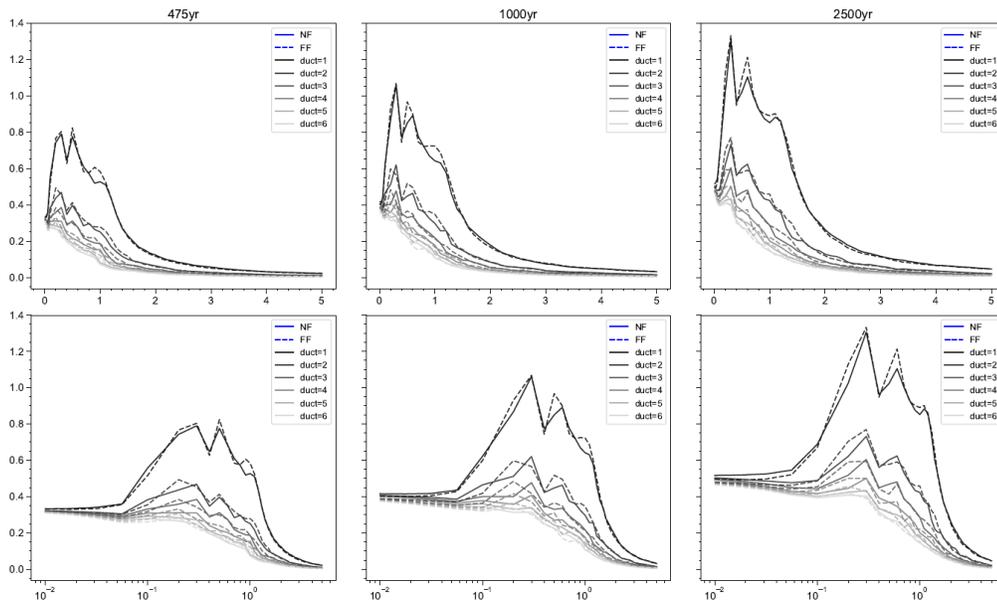
Anexo 174. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PLATGUB”.



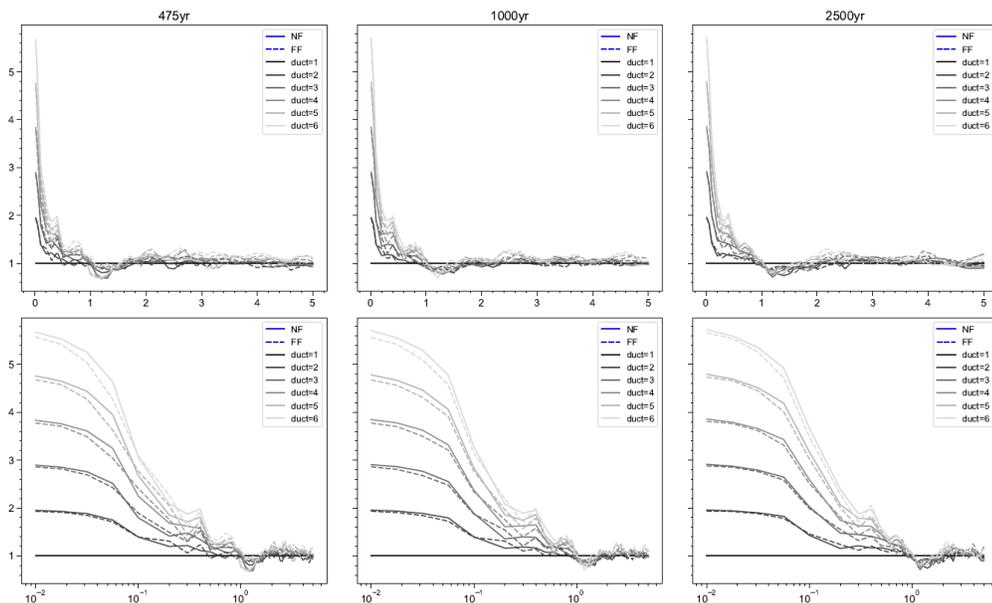
Anexo 175. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PLATGUB”.



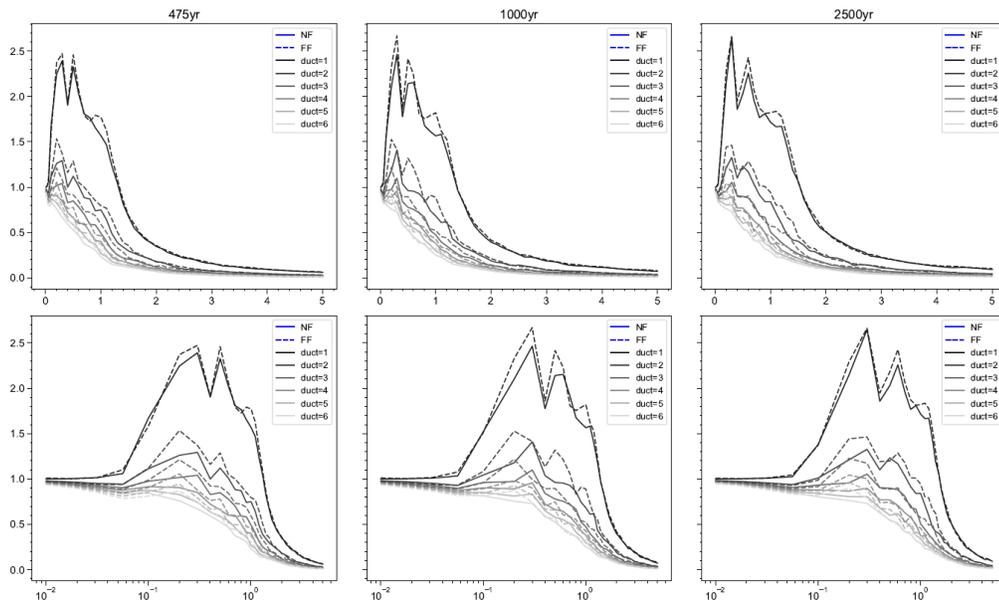
Anexo 176. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PTAR Merinos”.



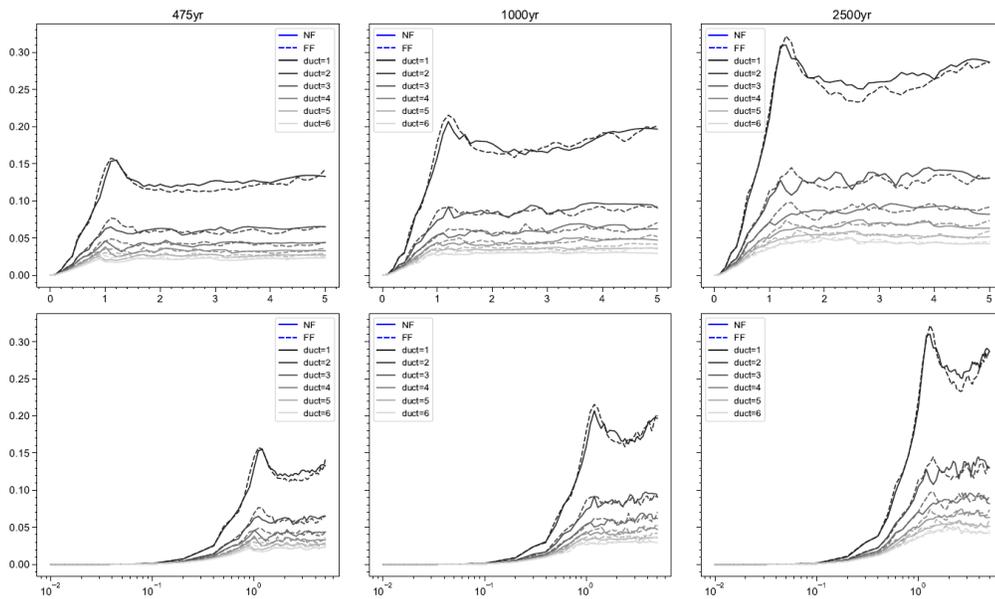
Anexo 177. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PTAR Merinos”.



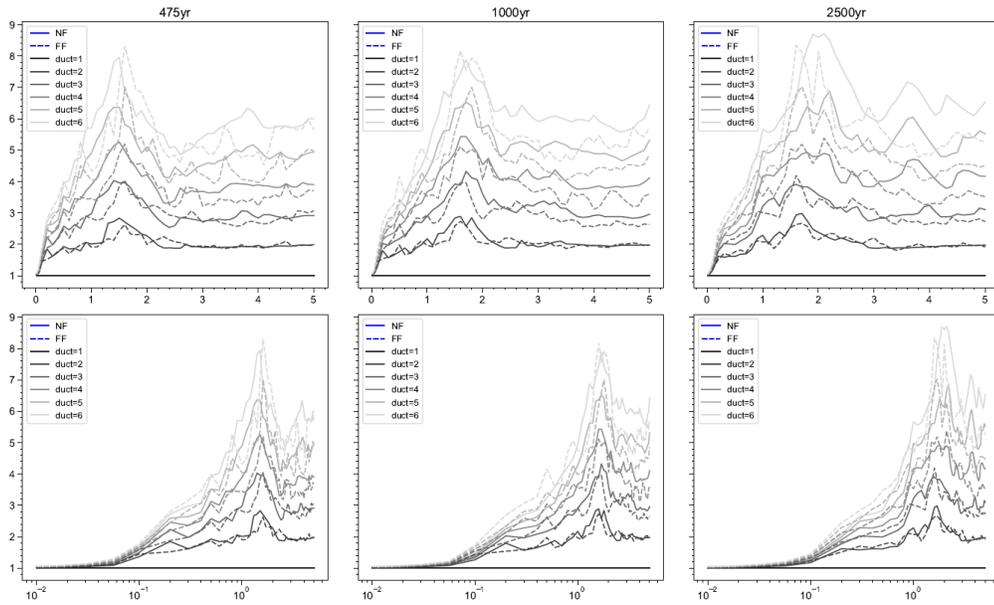
Anexo 178. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PTAR Merinos”.



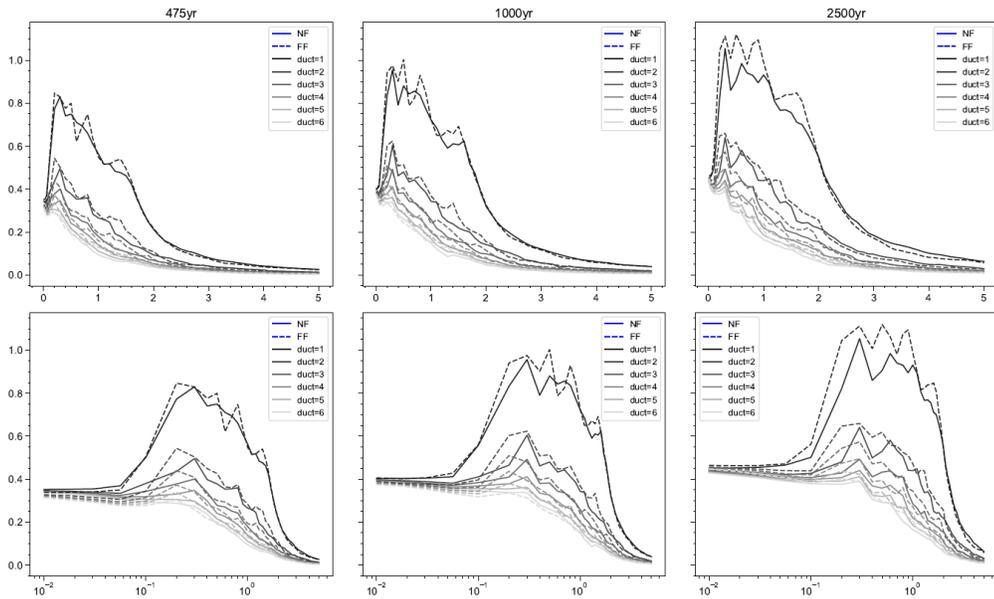
Anexo 179. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PTAR Merinos”.



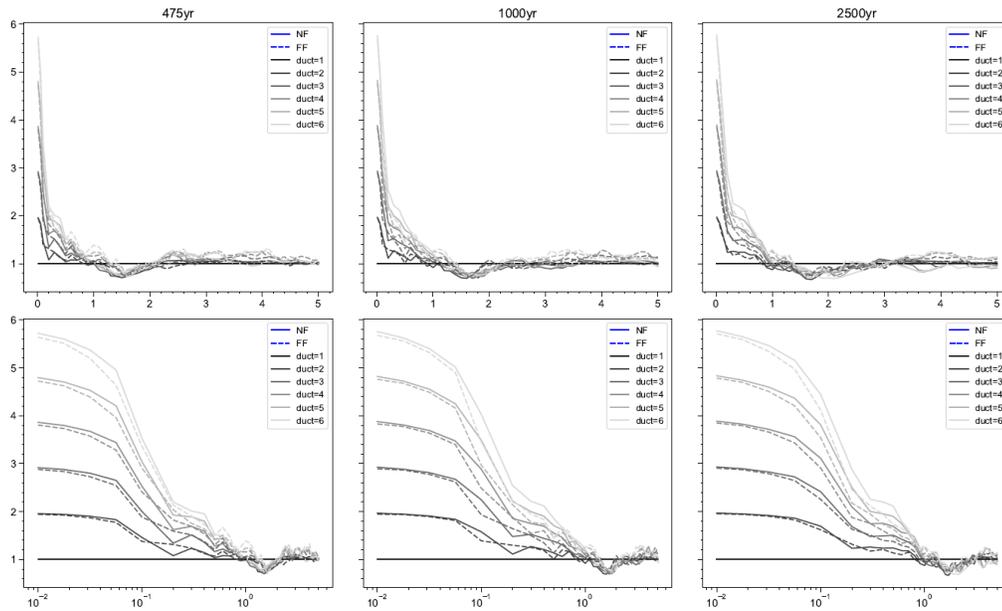
Anexo 180. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “PTAR Merinos”.



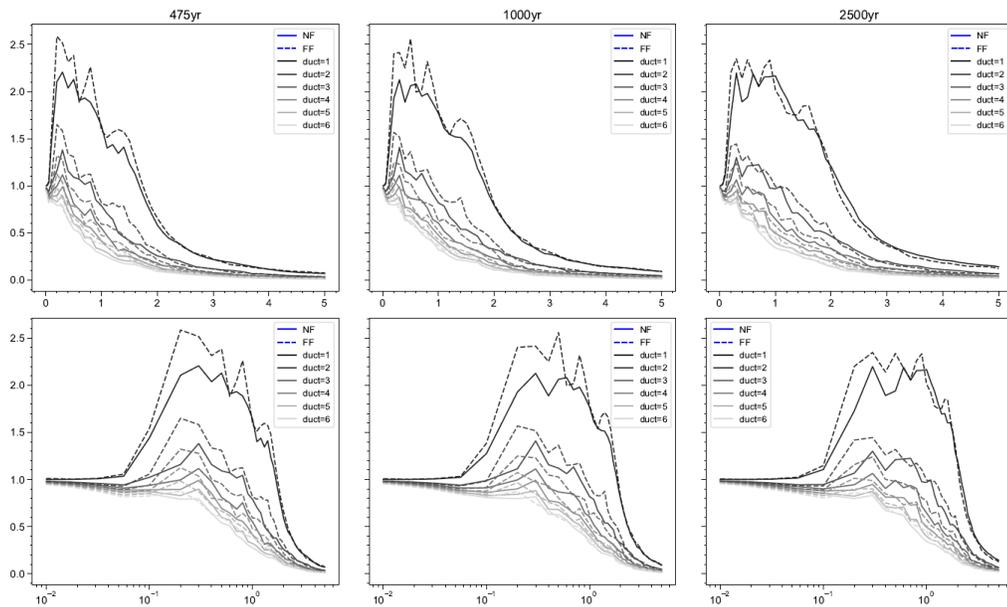
Anexo 181. Factor de reducción por ductilidad  $R_\mu$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S209”.



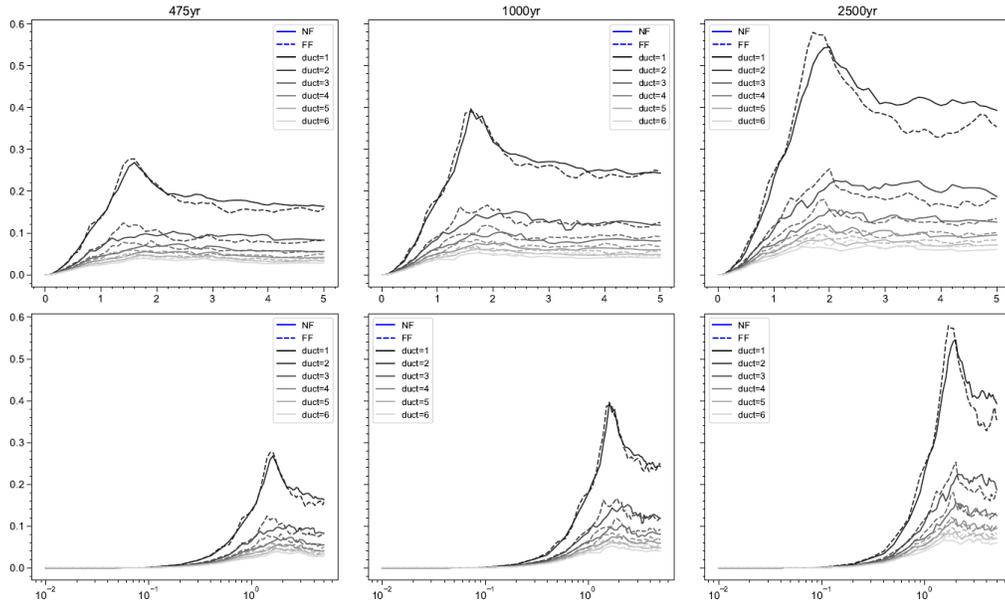
Anexo 182. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S209”.



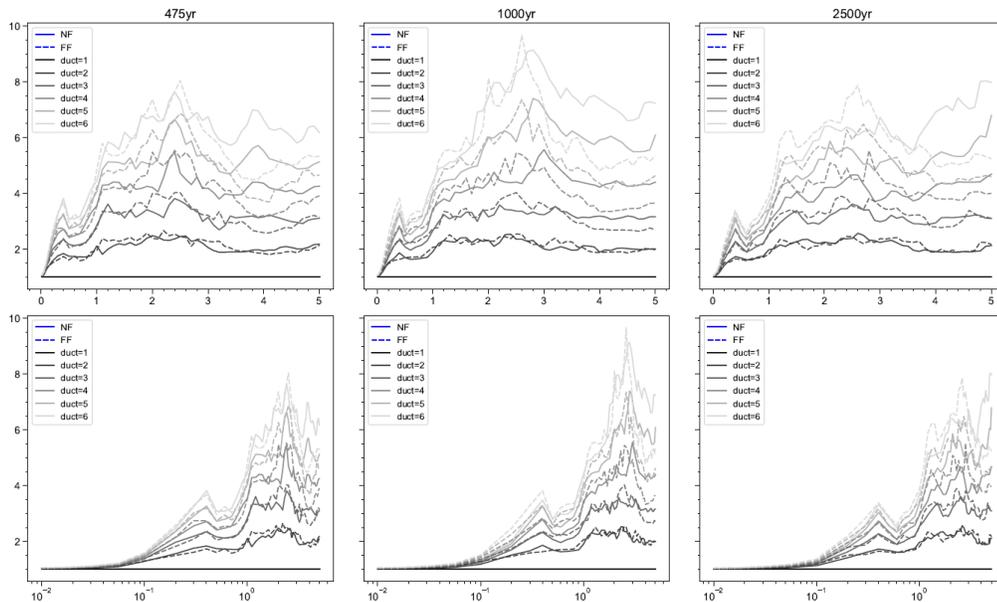
Anexo 183. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S209”.



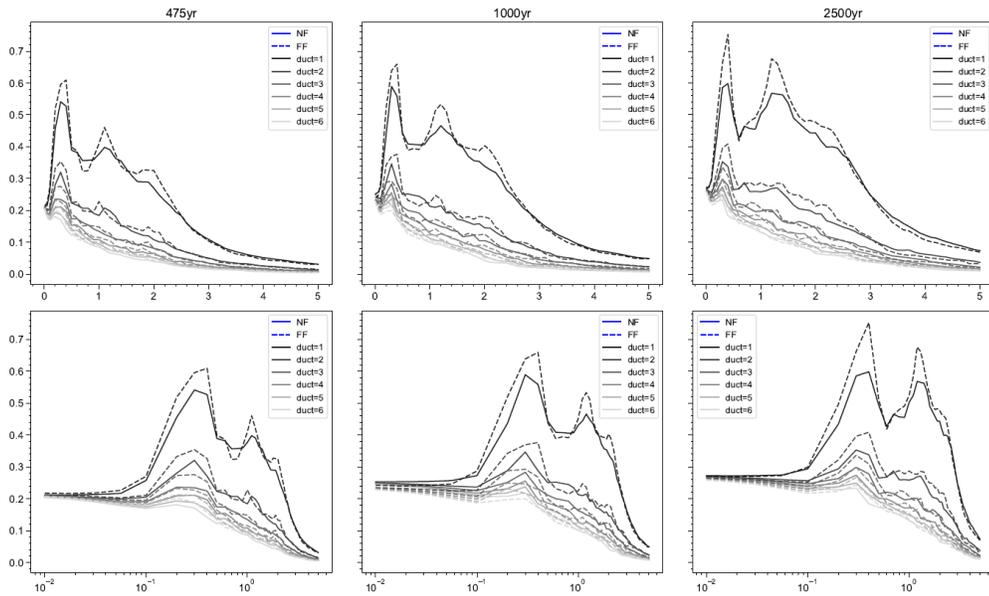
Anexo 184. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S209”.



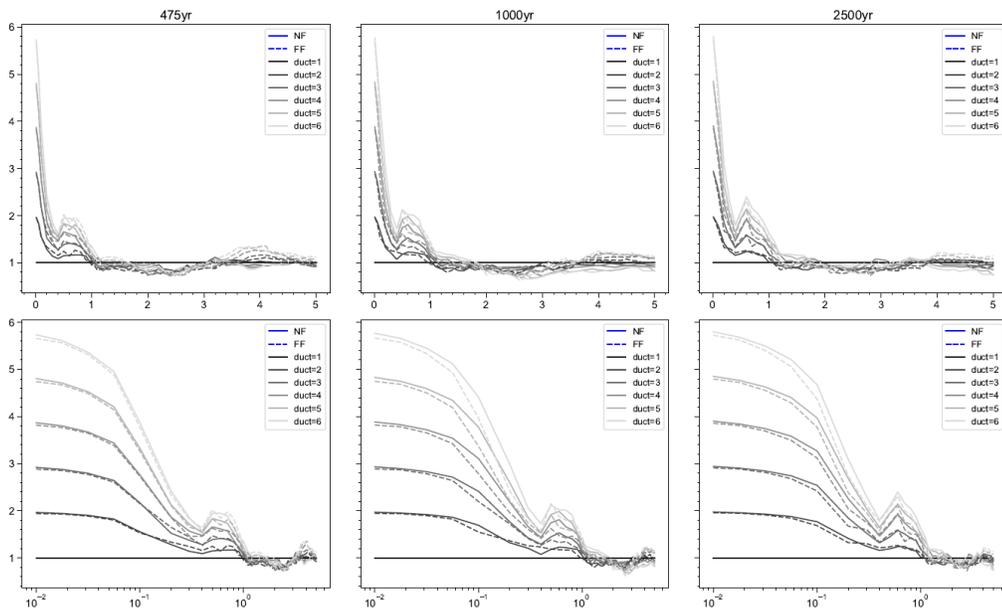
Anexo 185. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S209".



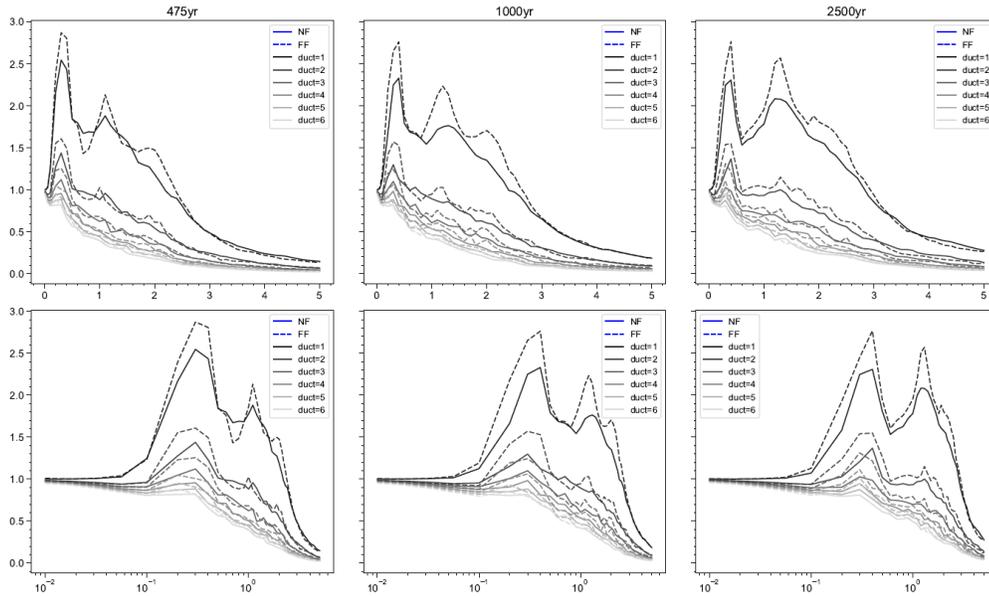
Anexo 186. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_1".



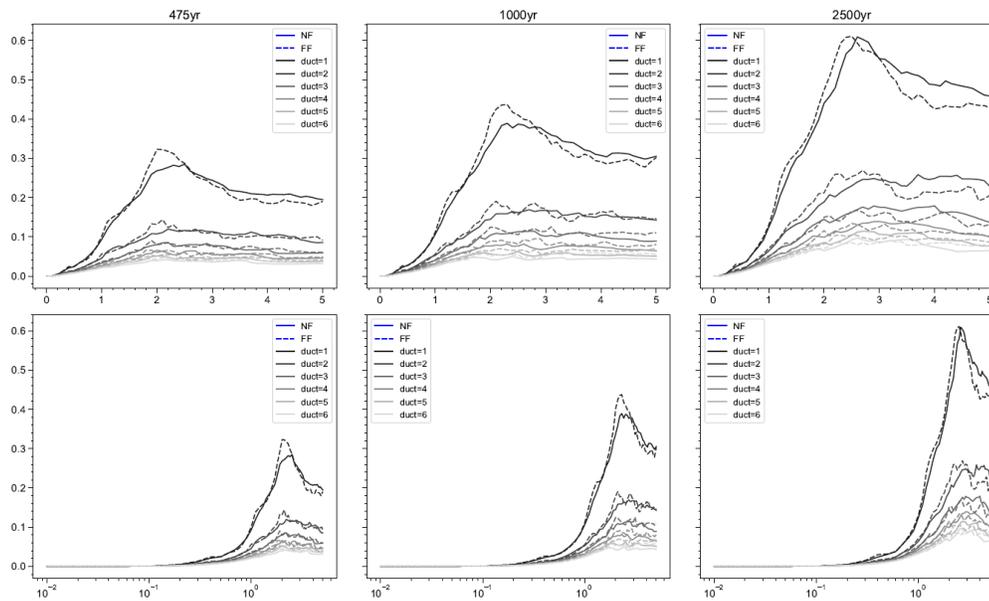
Anexo 187. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_1".



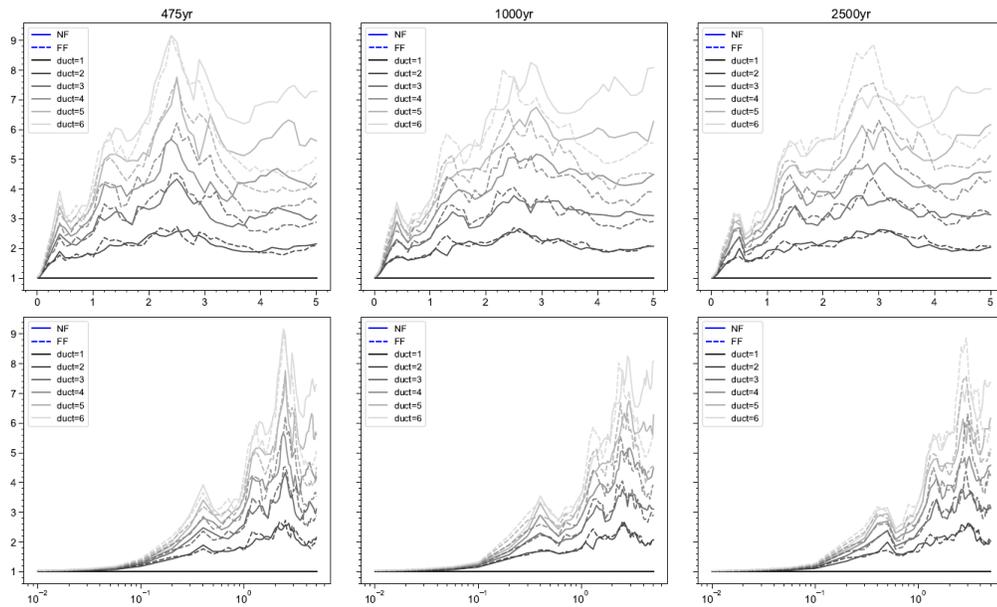
Anexo 188. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_1".



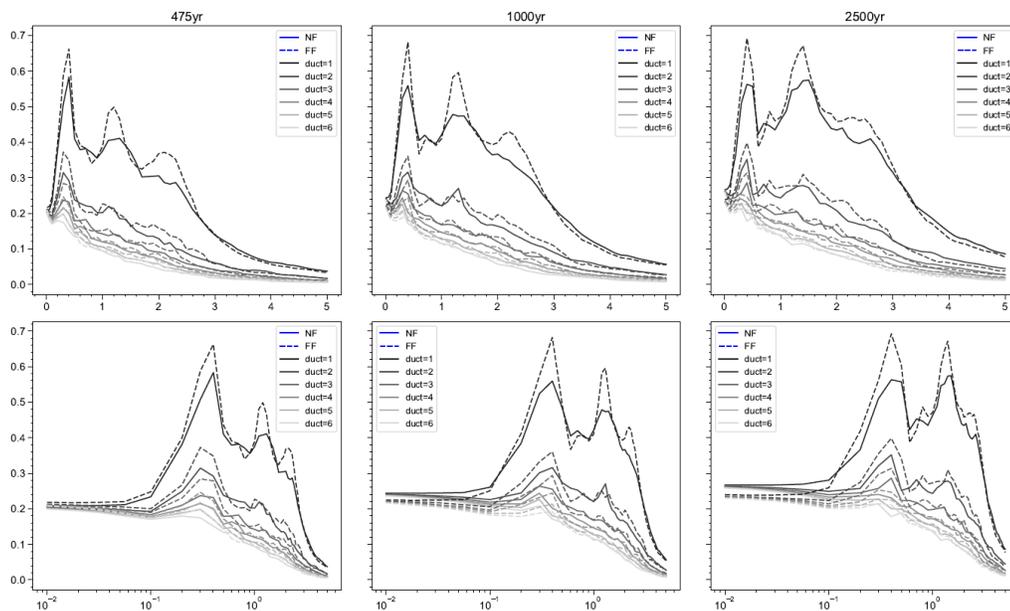
Anexo 189. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_1".



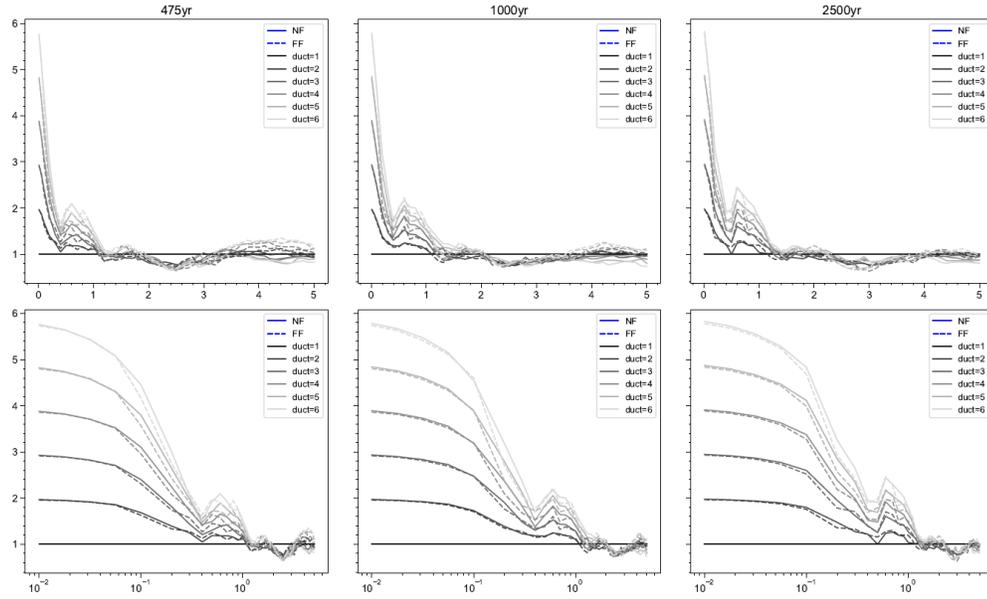
Anexo 190. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_1".



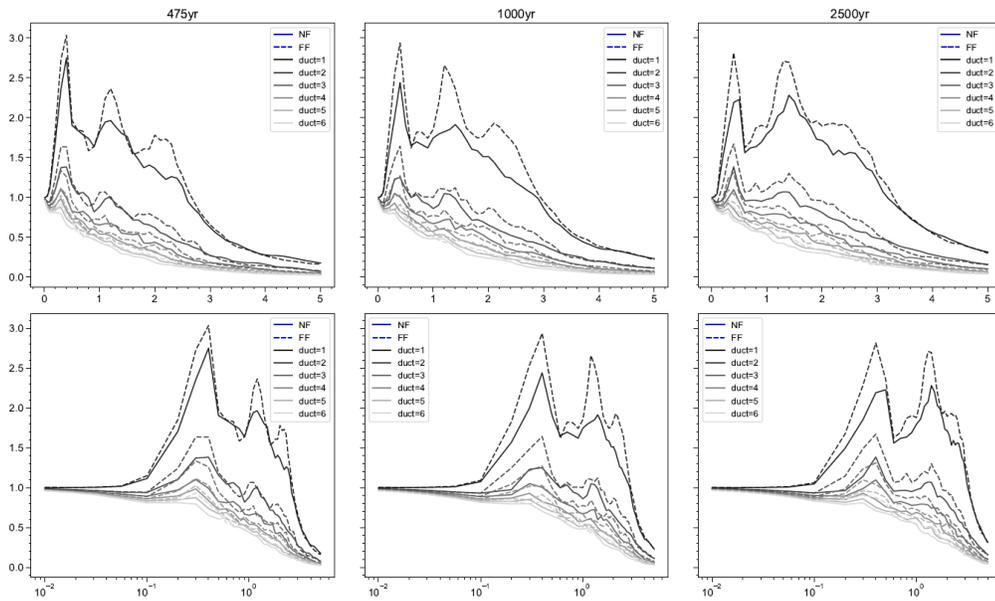
Anexo 191. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_2".



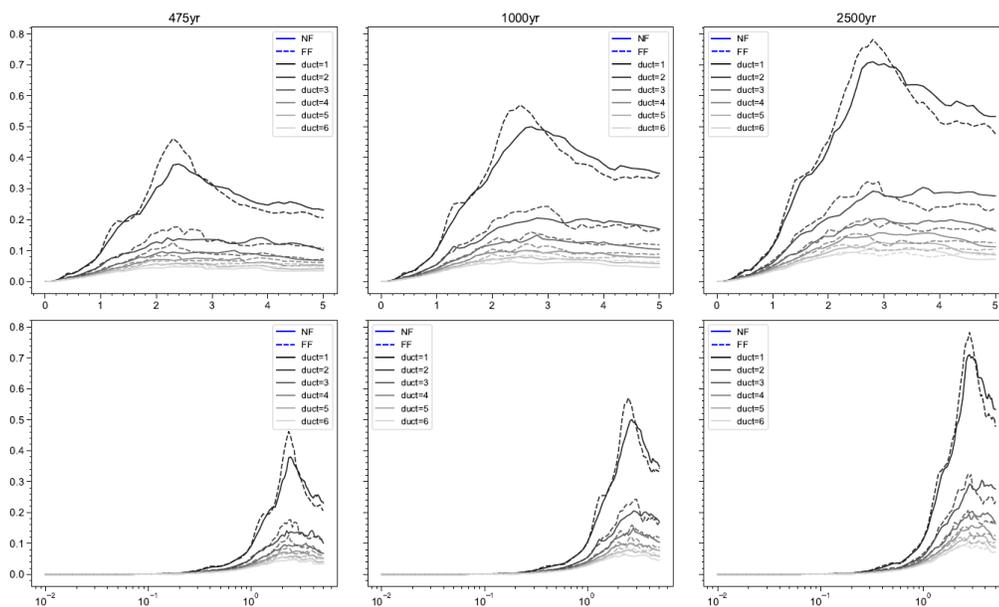
Anexo 192. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_2".



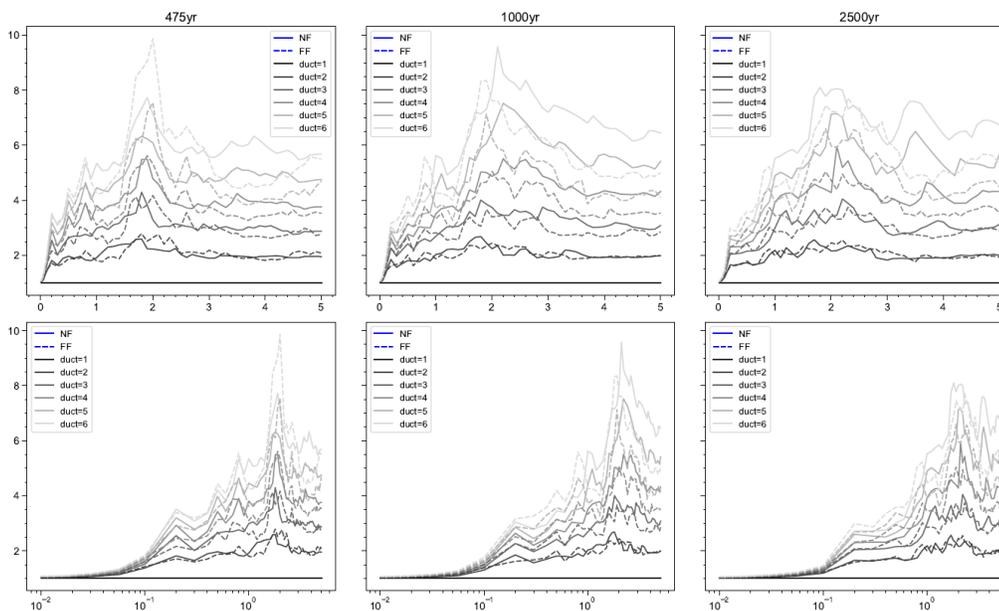
Anexo 193. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S210\_2”.



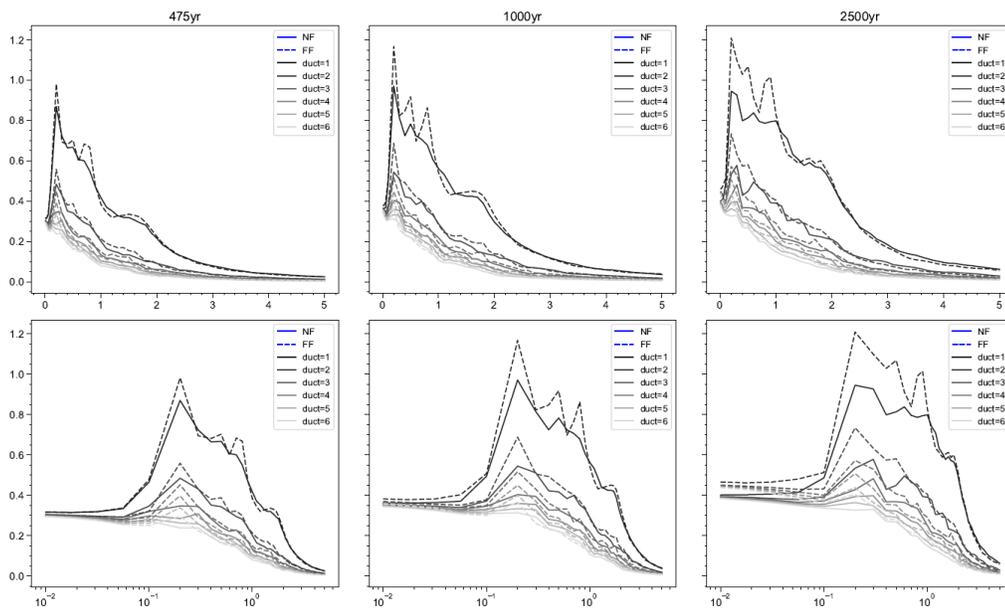
Anexo 194. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S210\_2”.



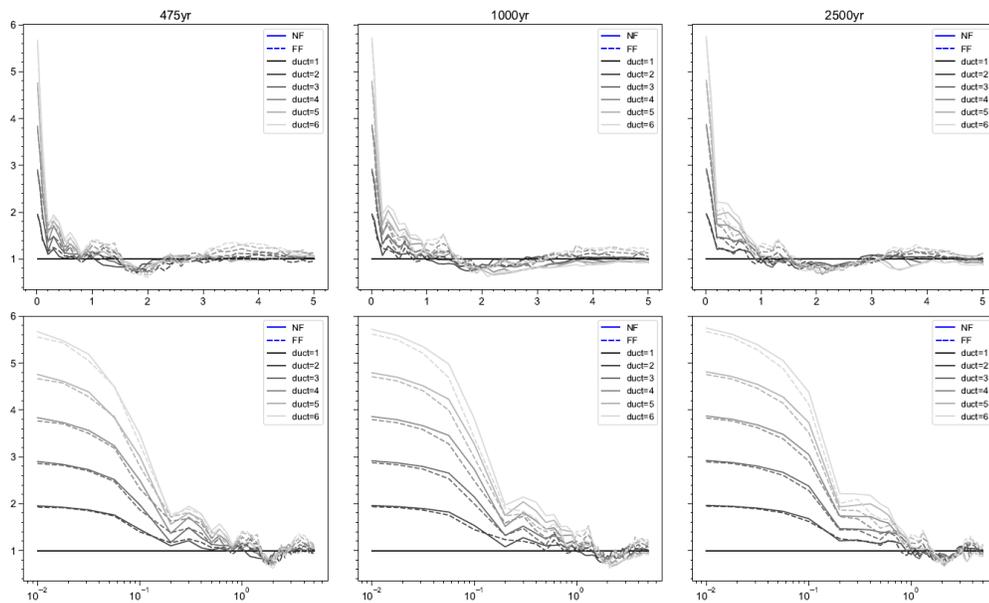
Anexo 195. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S210\_2".



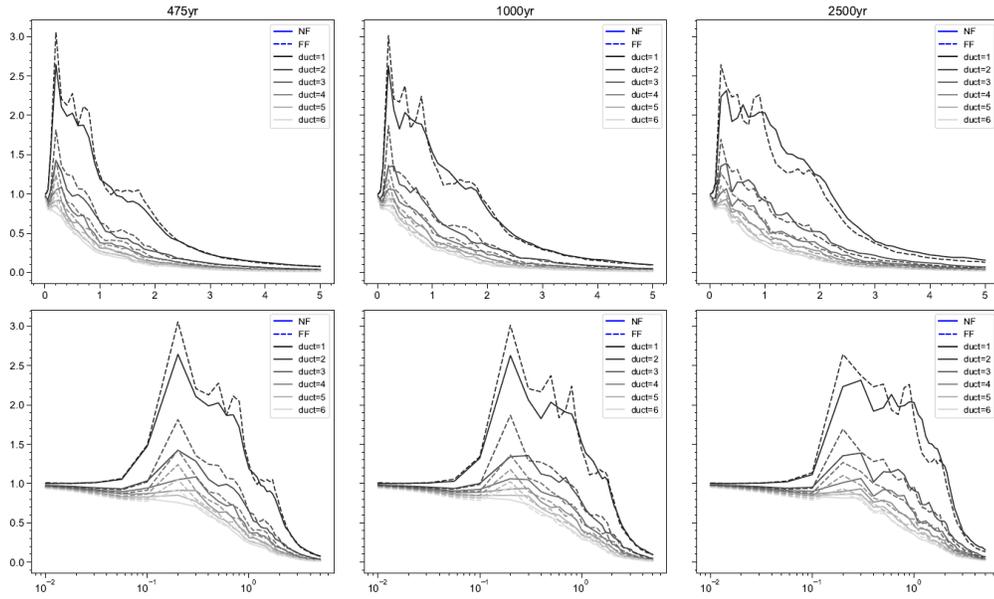
Anexo 196. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S211".



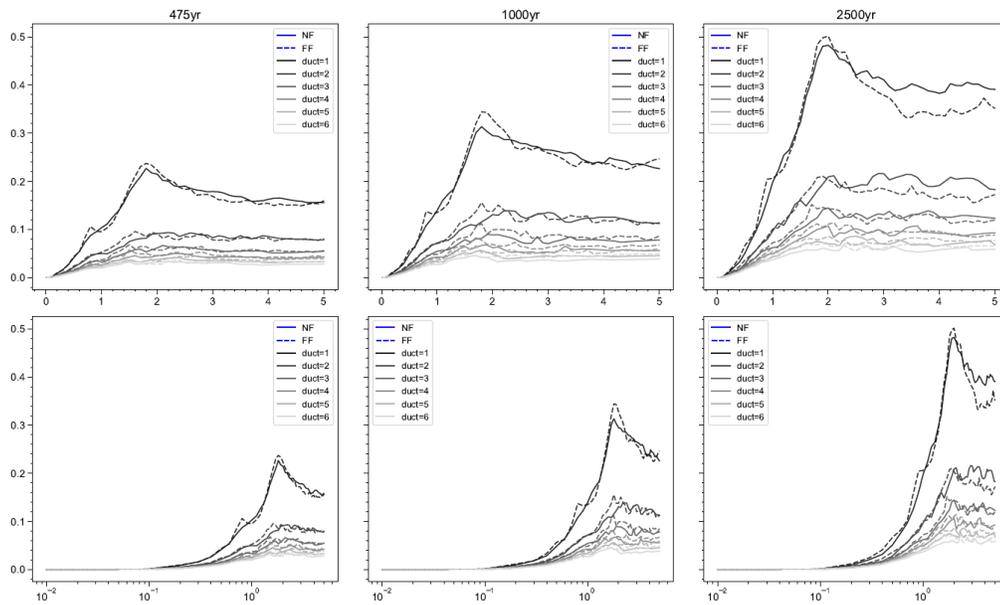
Anexo 197. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S211”.



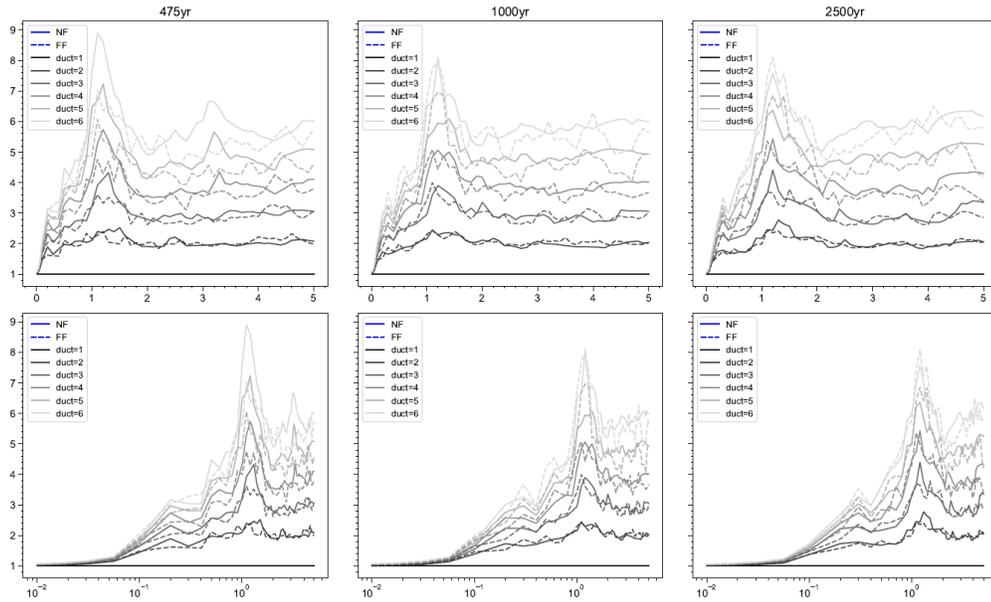
Anexo 198. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S211”.



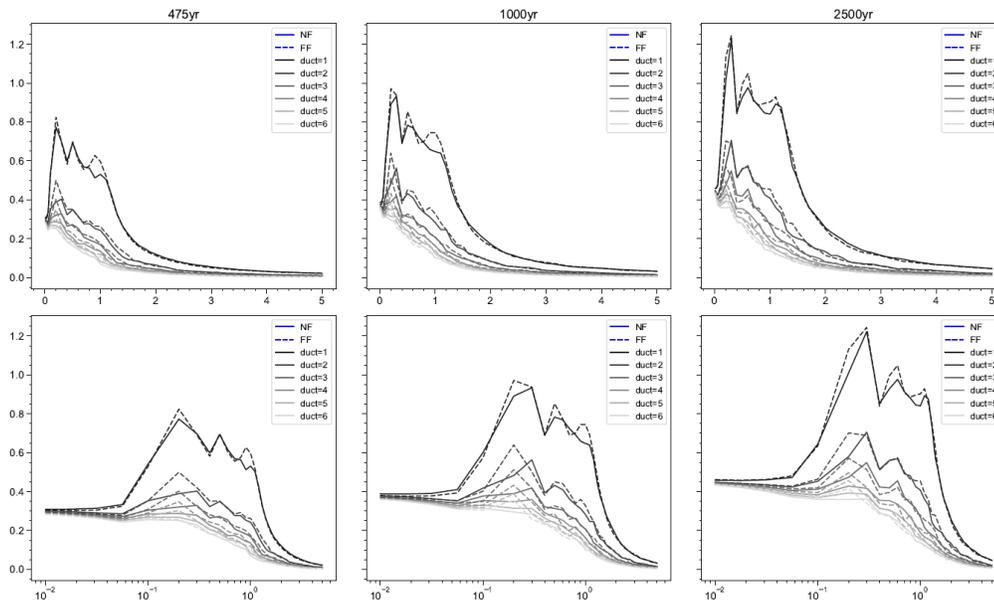
Anexo 199. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S211”.



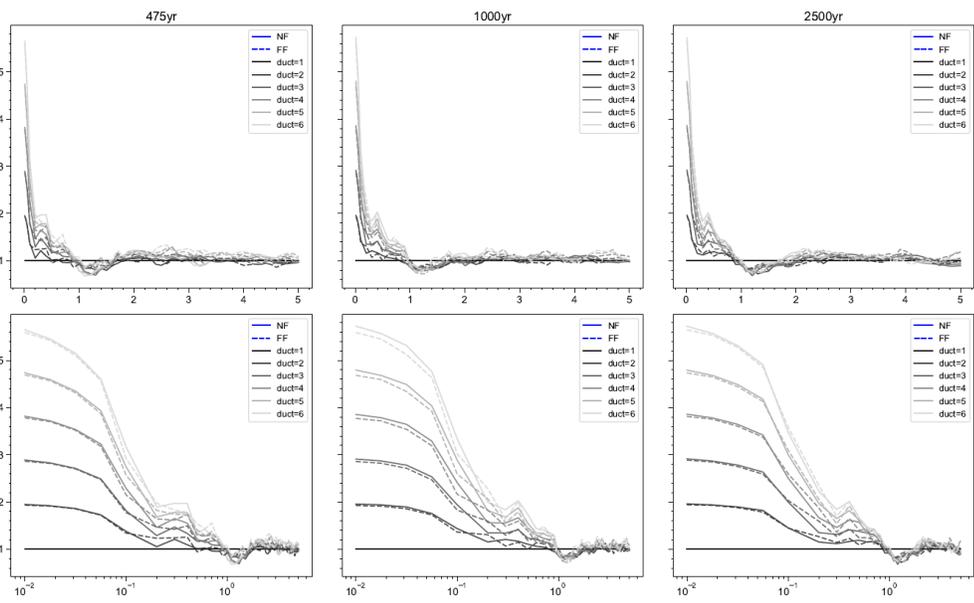
Anexo 200. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yyp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S211”.



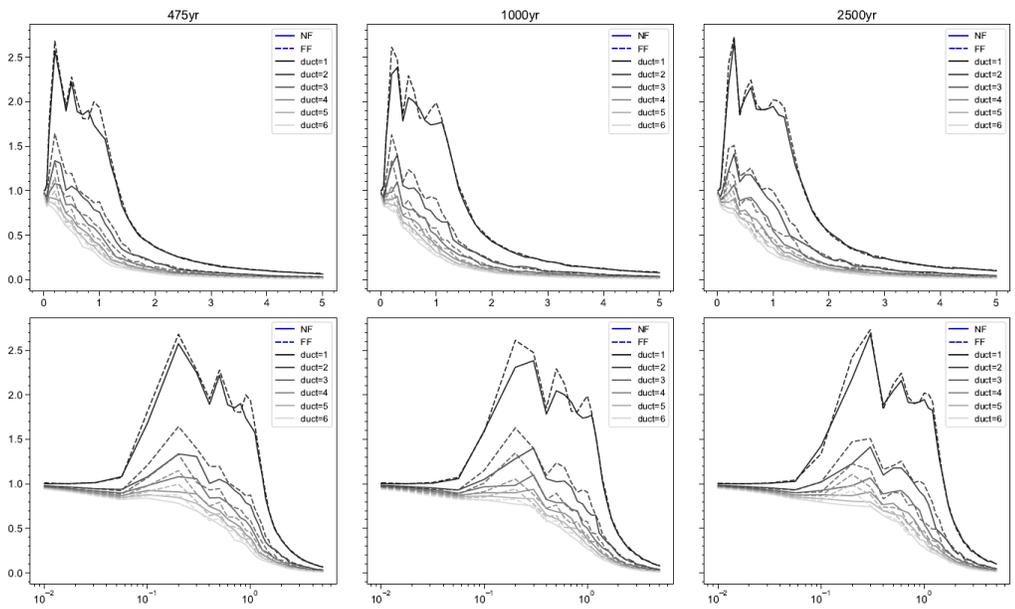
Anexo 201. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S212".



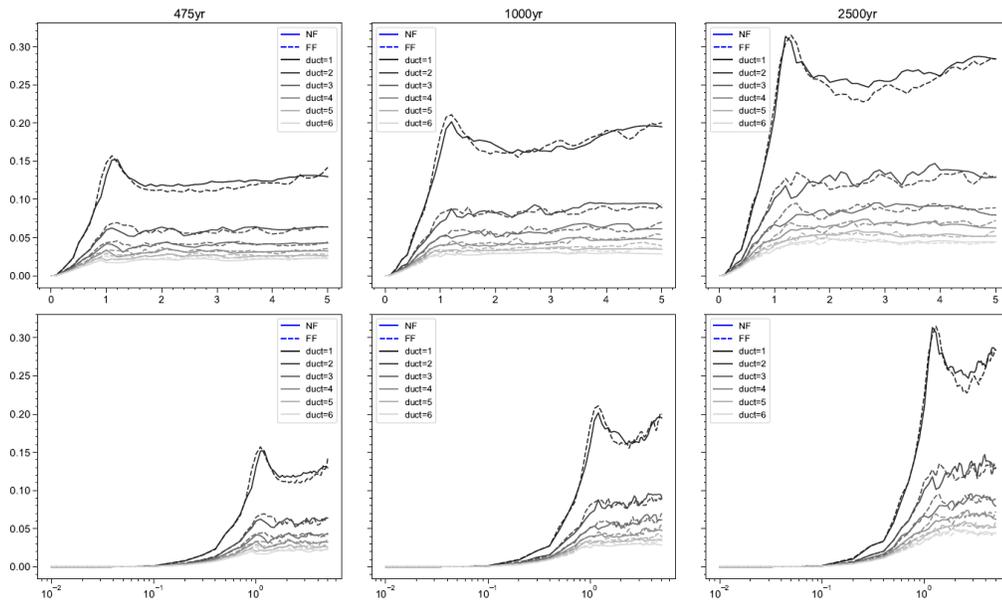
Anexo 202. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S212".



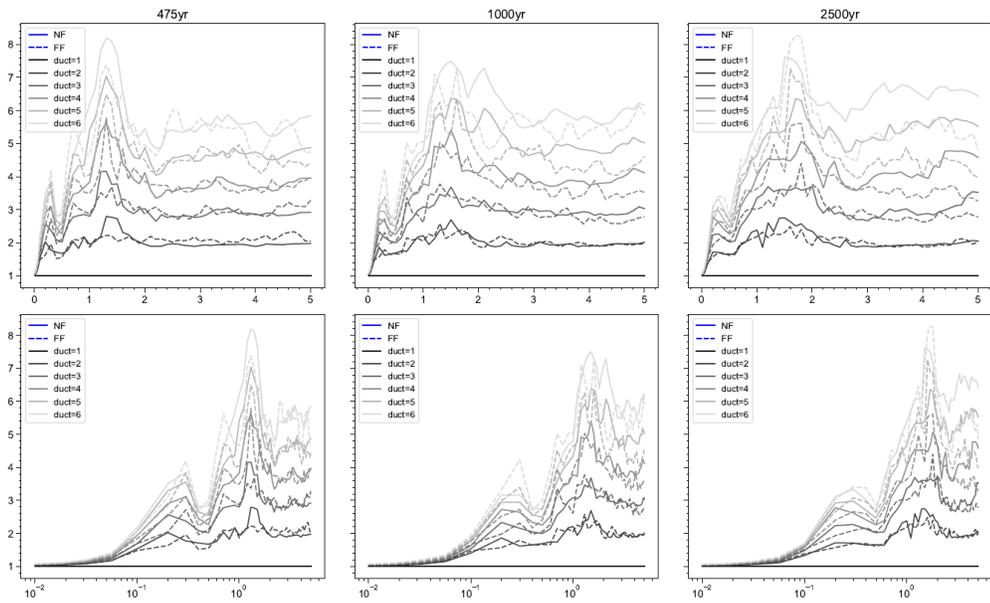
Anexo 203. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S212”.



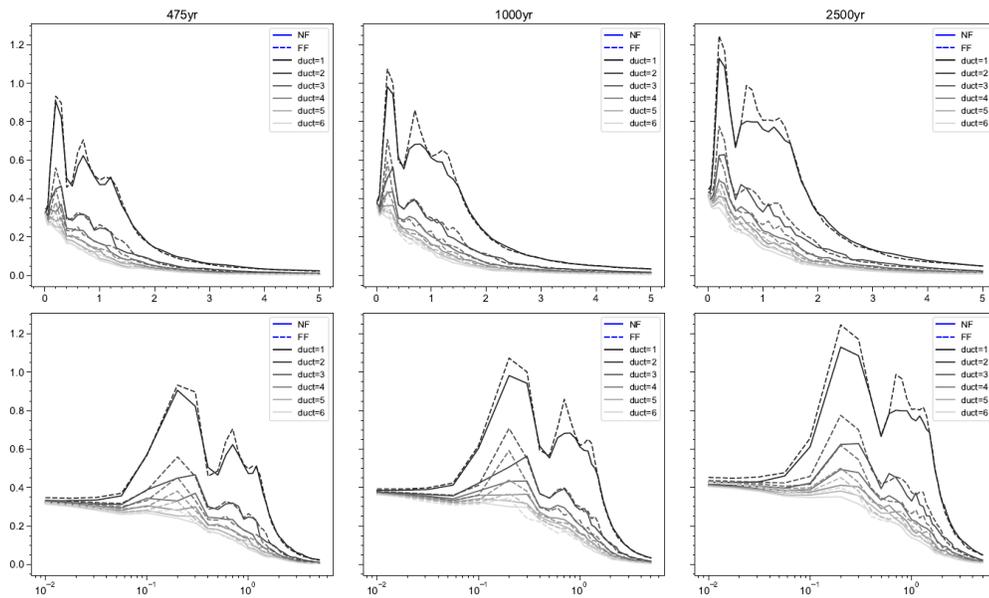
Anexo 204. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S212”.



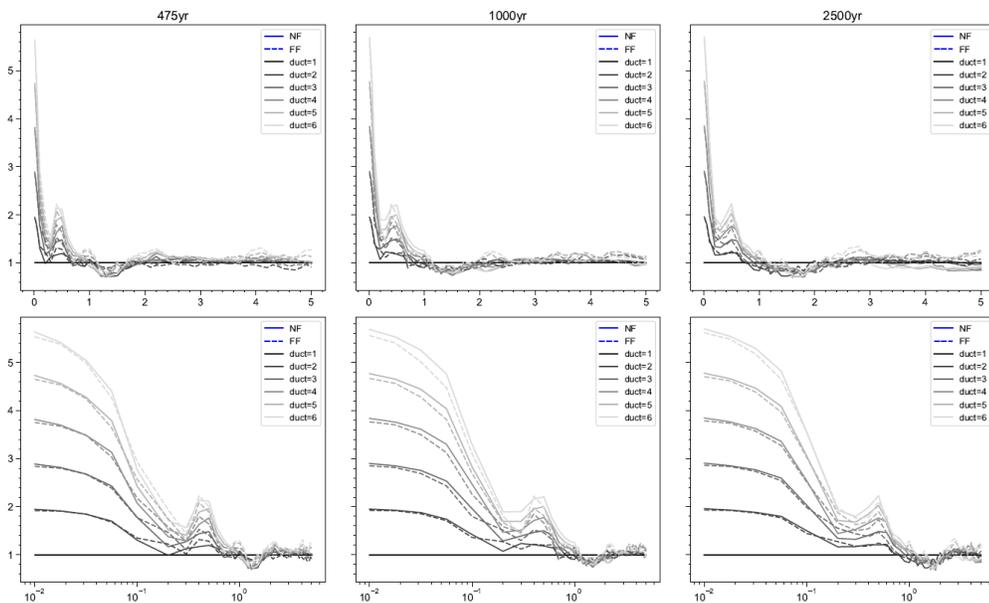
Anexo 205. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S212”.



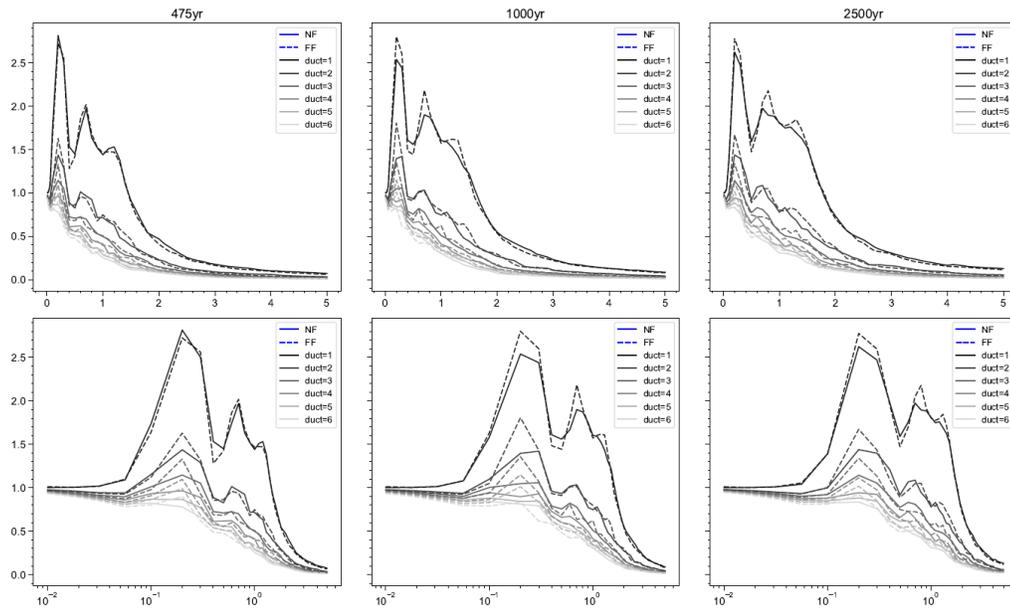
Anexo 206. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S213”.



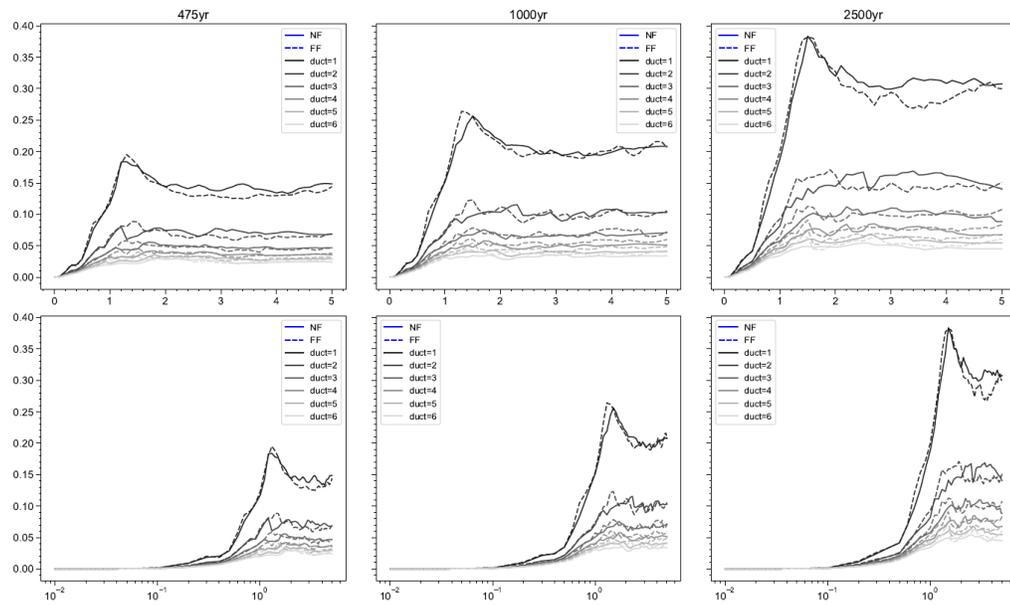
Anexo 207. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S213".



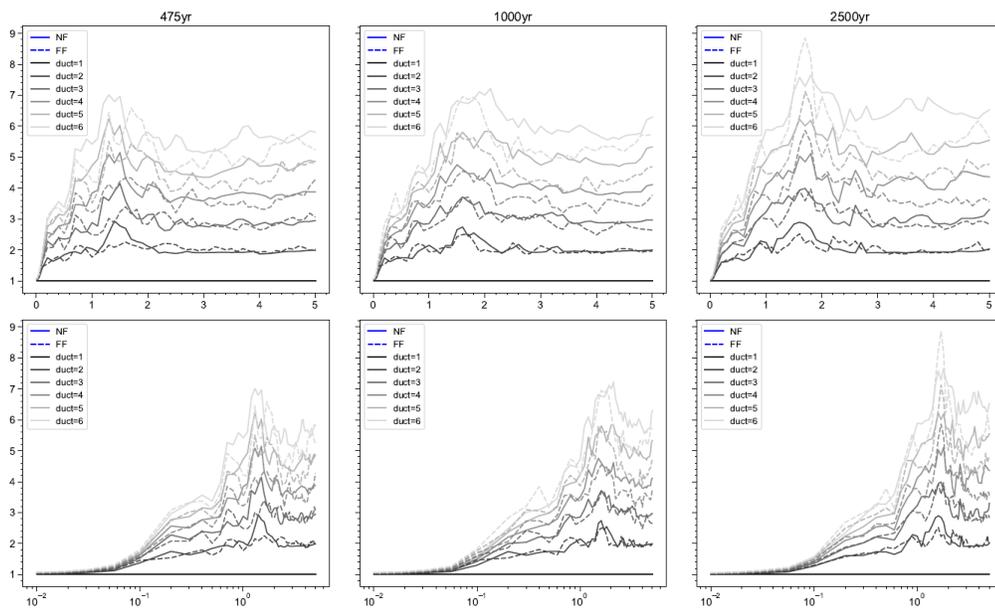
Anexo 208. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S213".



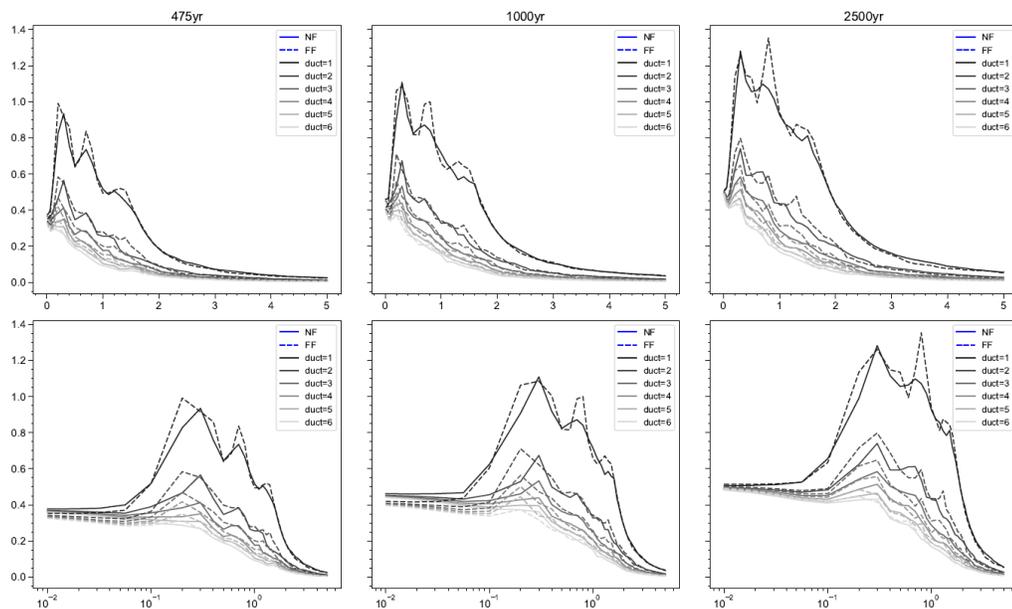
Anexo 209. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S213”.



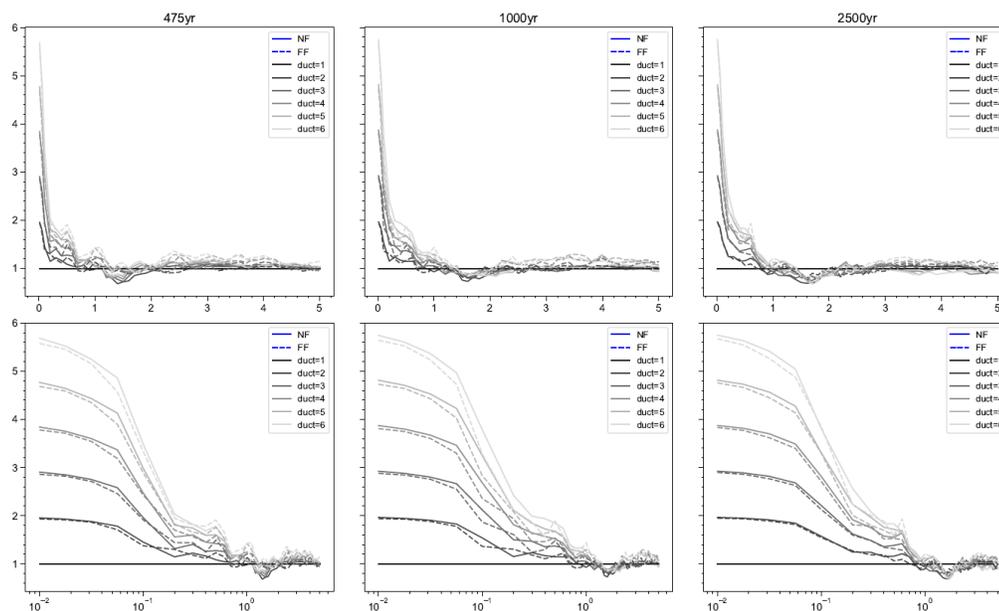
Anexo 210. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yyp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S213”.



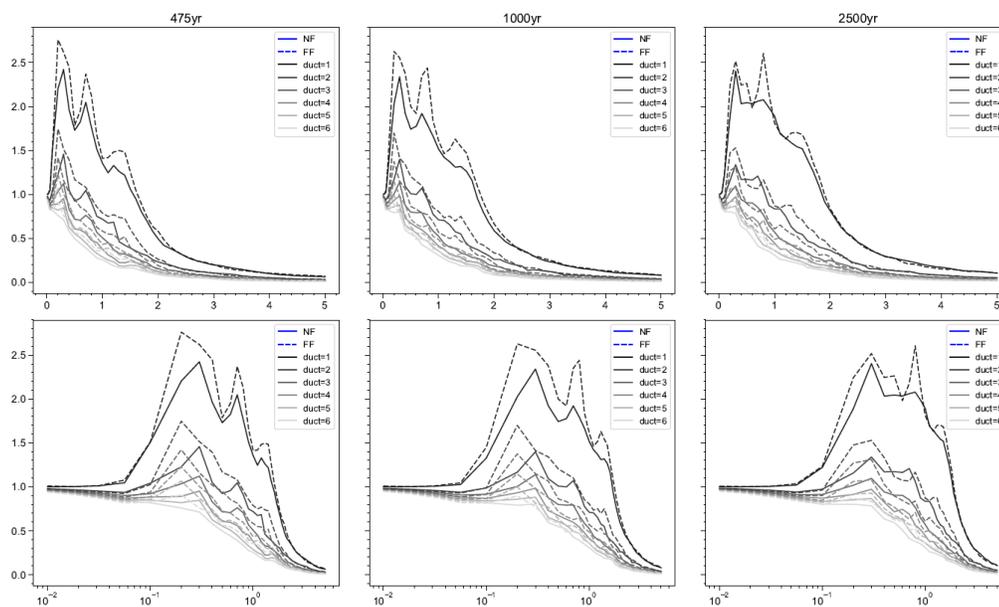
Anexo 211. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S214".



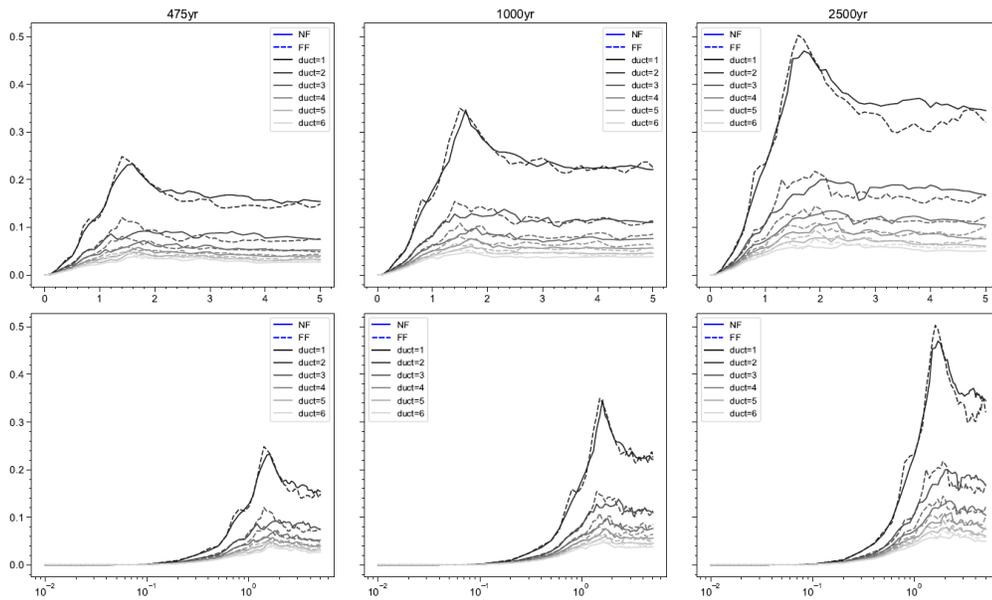
Anexo 212. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S214".



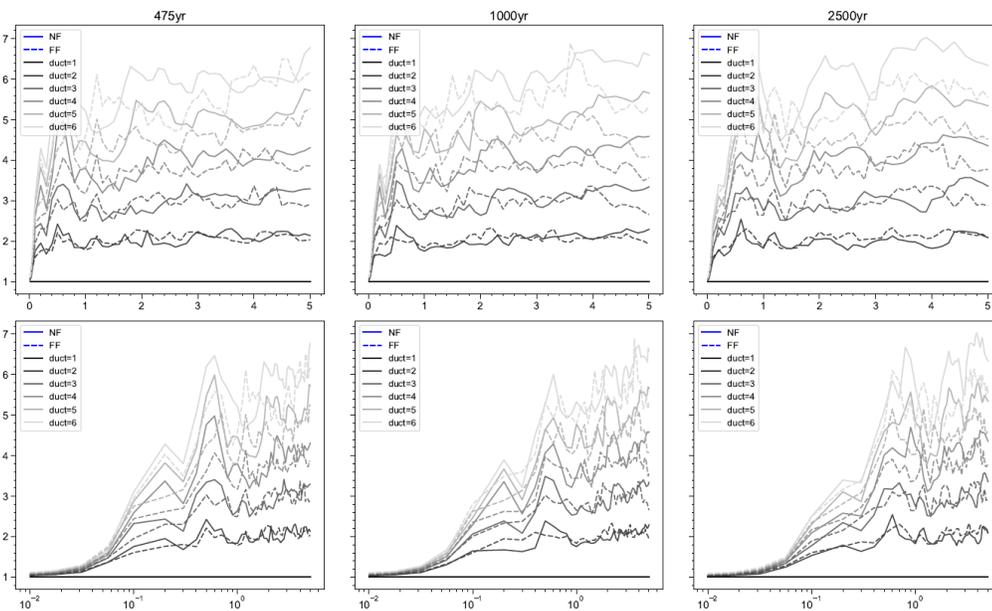
Anexo 213. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S214”.



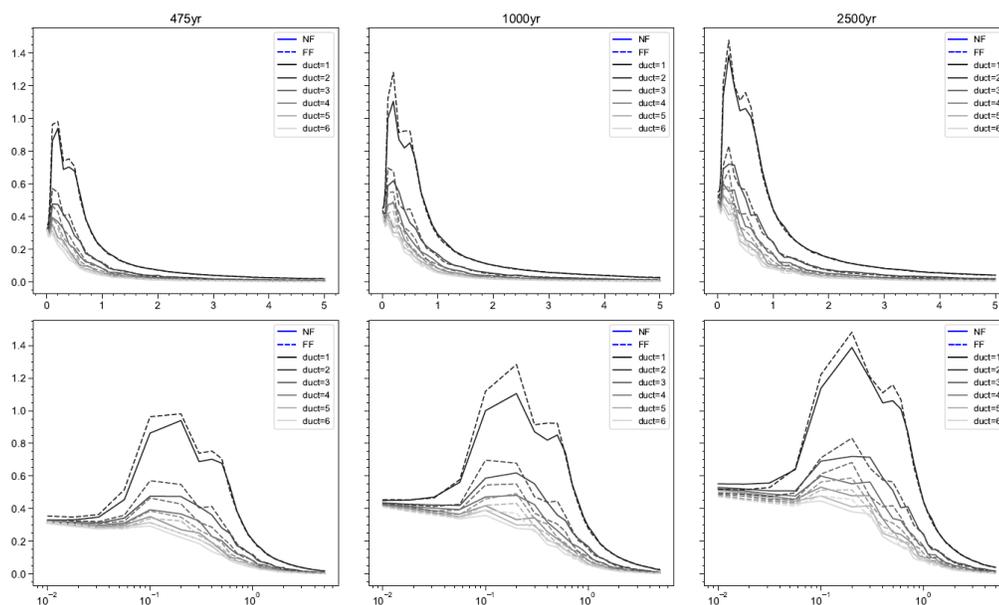
Anexo 214. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S214”.



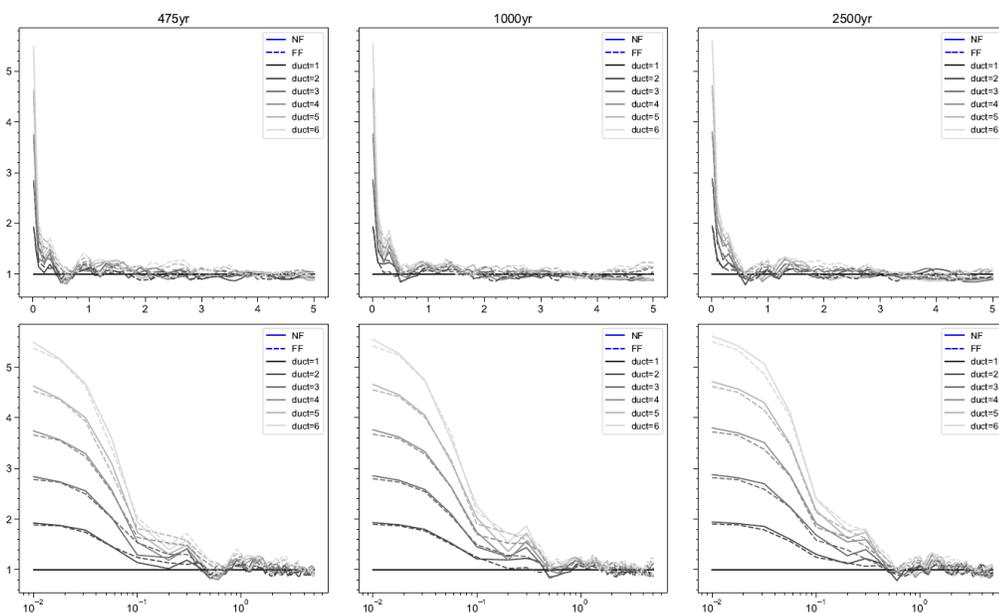
Anexo 215. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S214”.



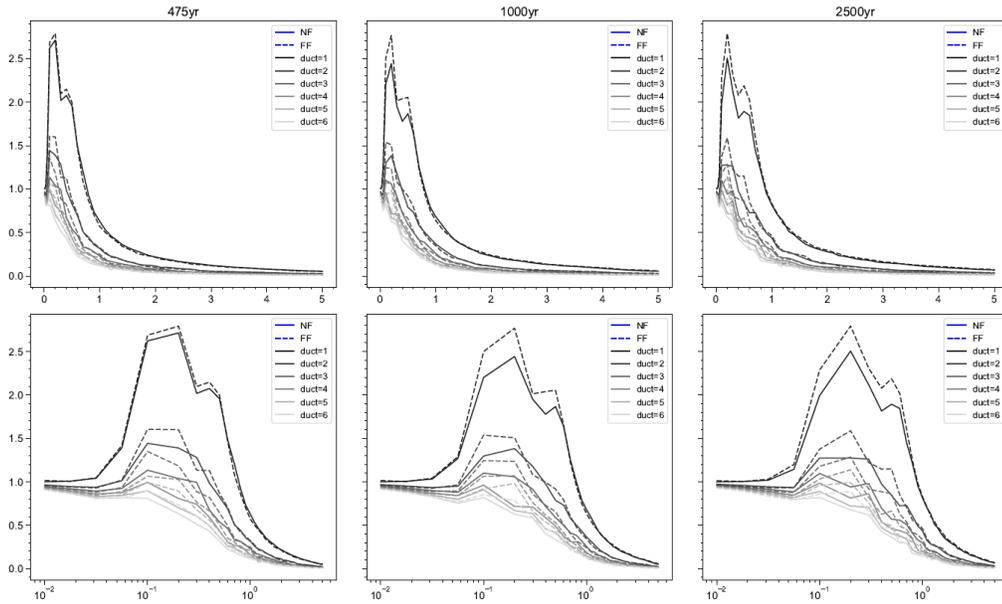
Anexo 216. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S215”.



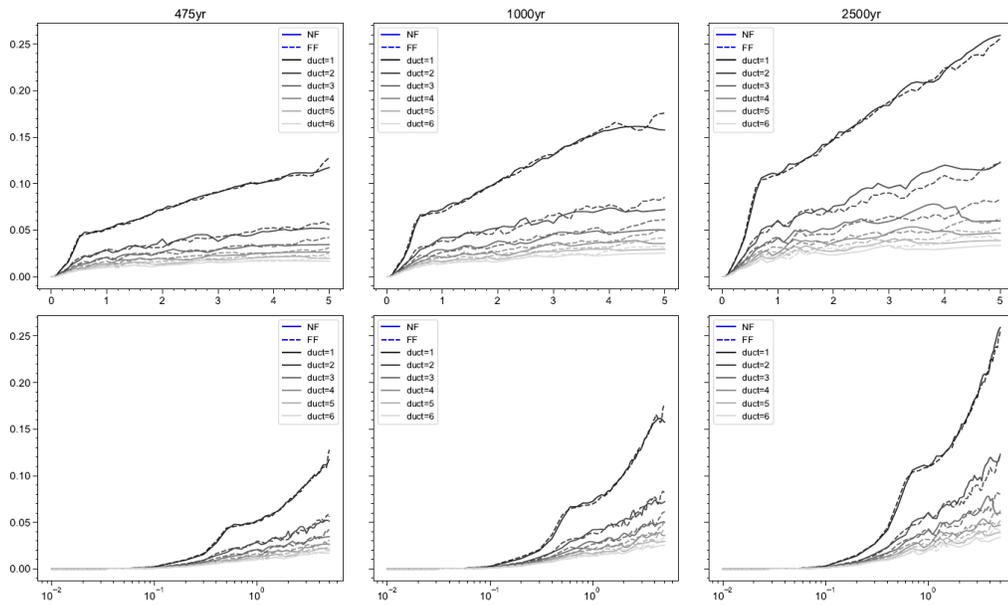
Anexo 217. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S215”.



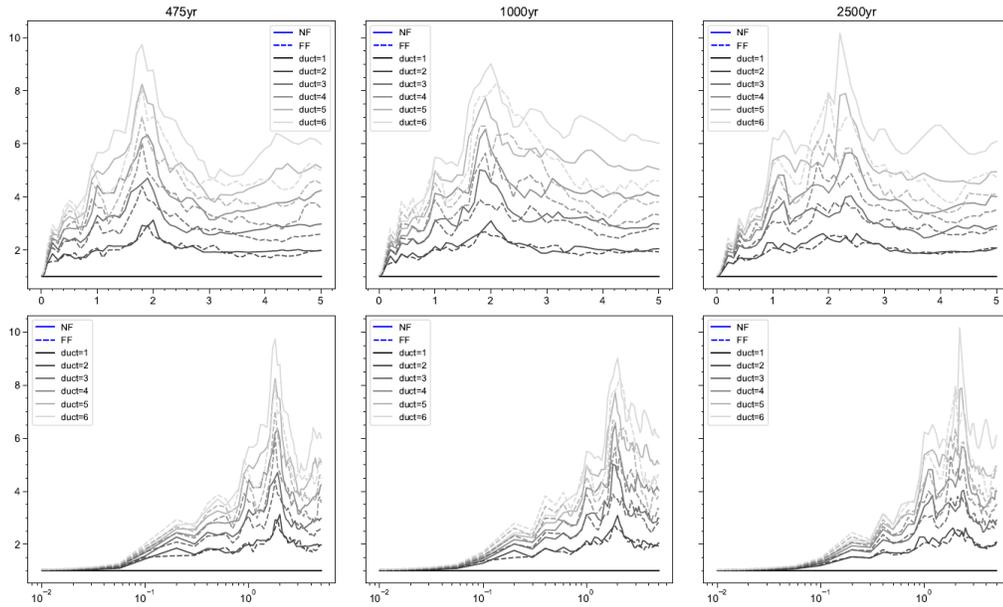
Anexo 218. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S215”.



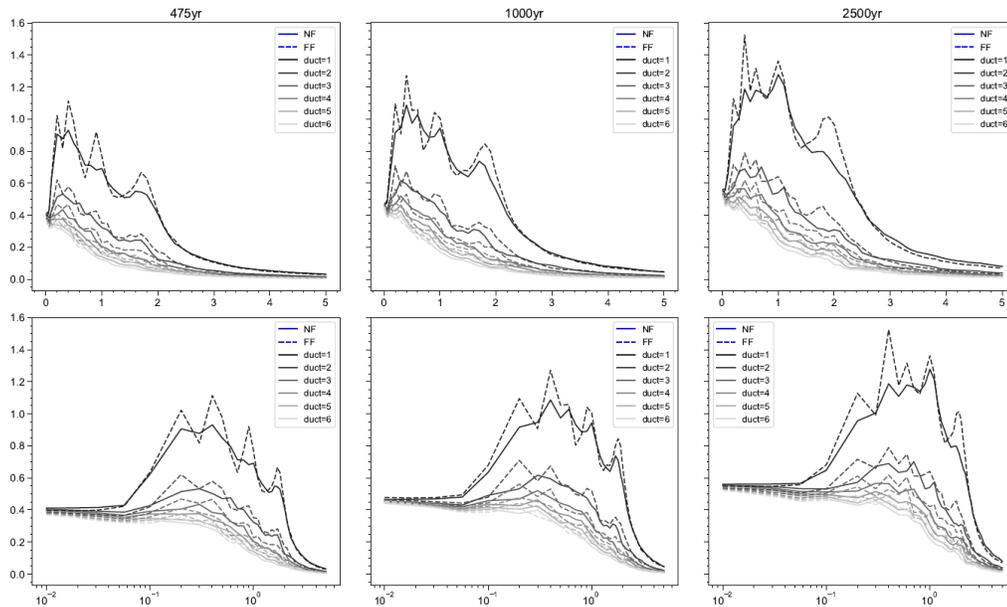
Anexo 219. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “”.



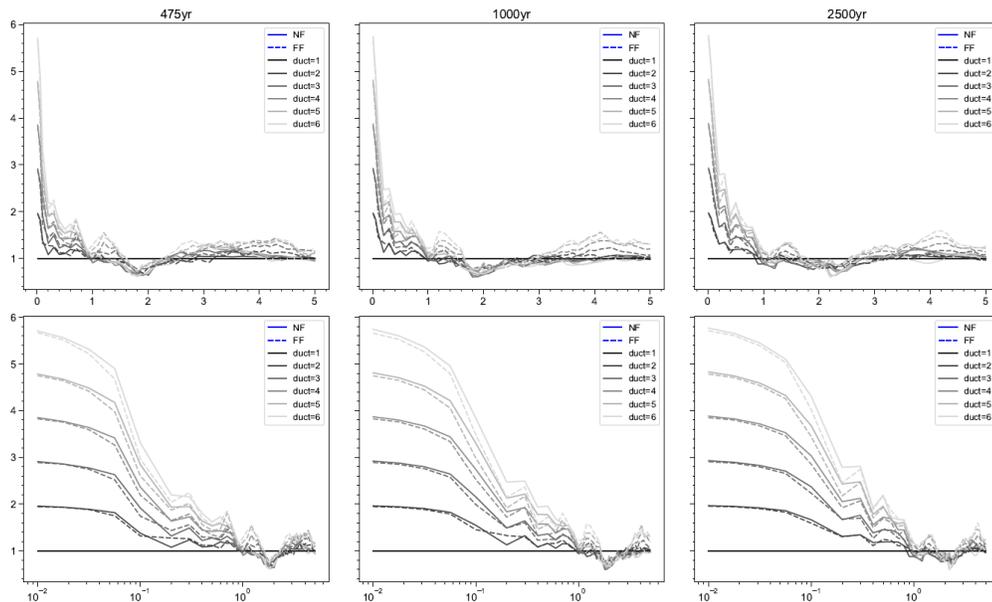
Anexo 220. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S215”.



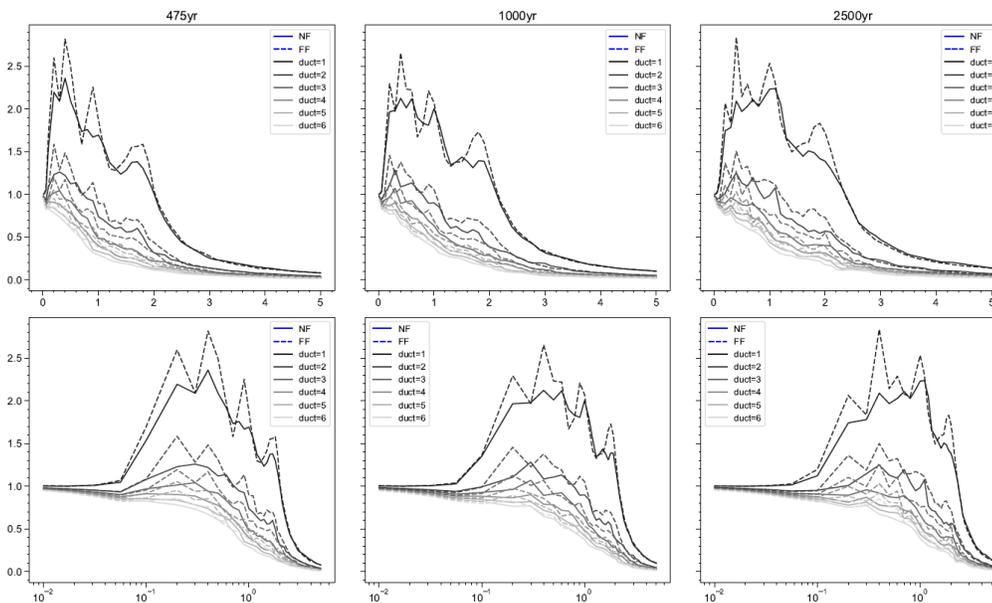
Anexo 221. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S216”.



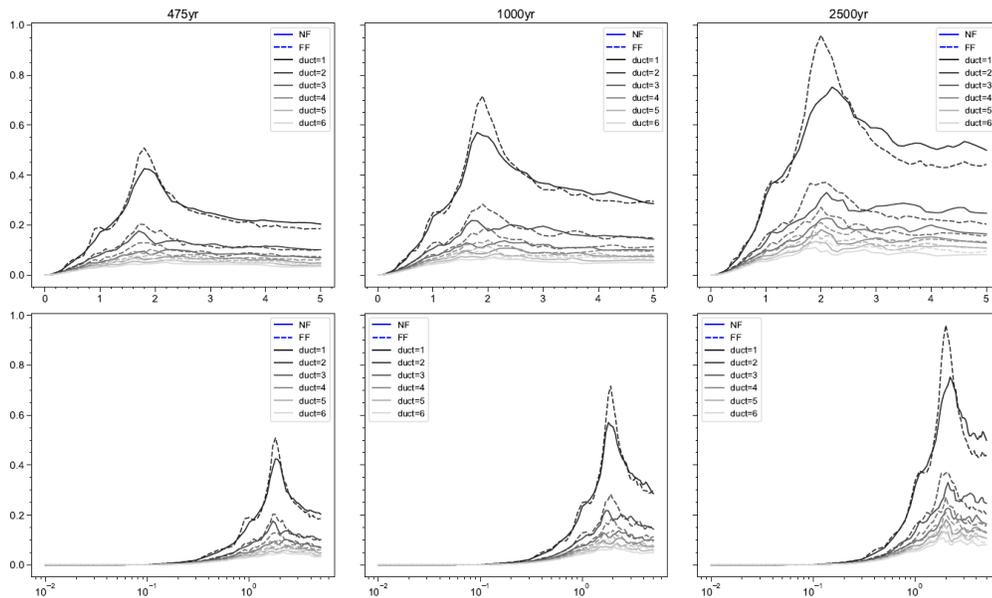
Anexo 222. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S216”.



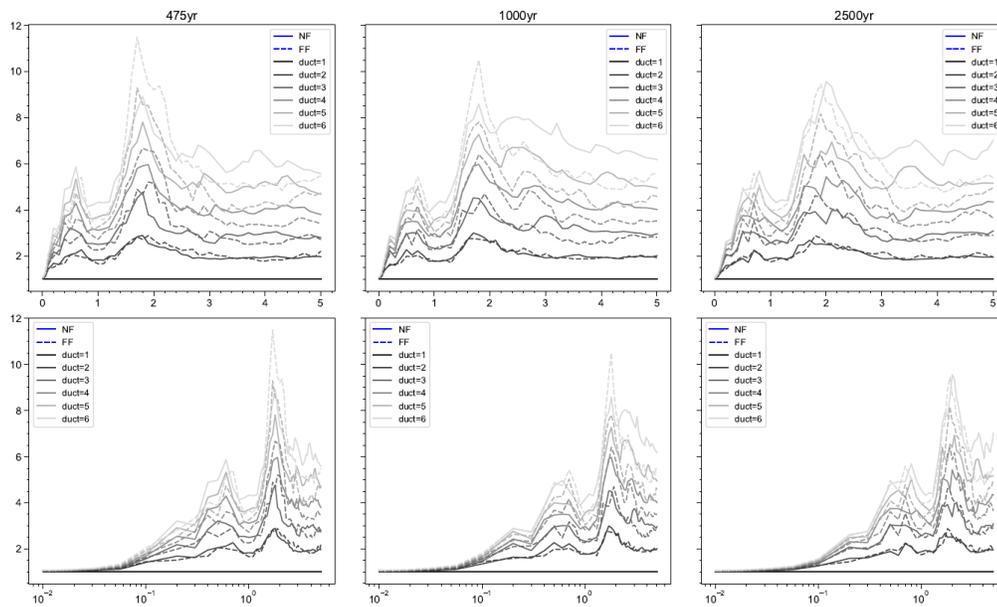
Anexo 223. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S216”.



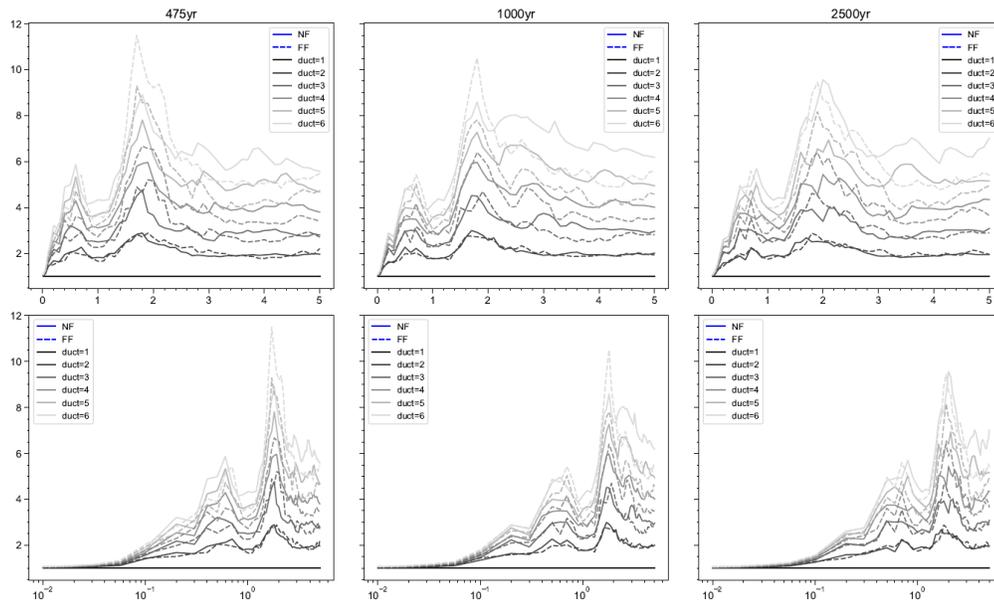
Anexo 224. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S216”.



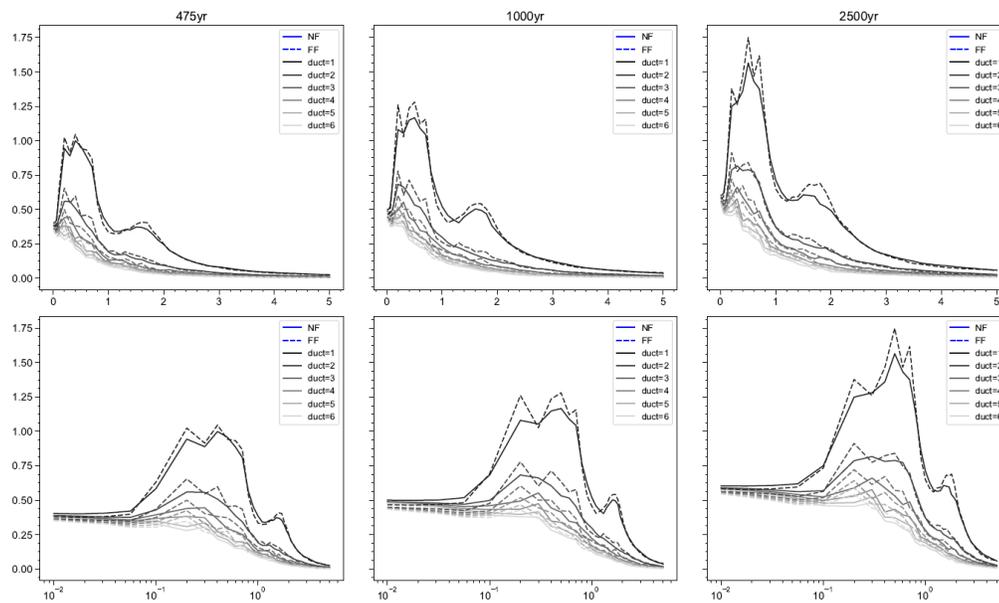
Anexo 225. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S216”.



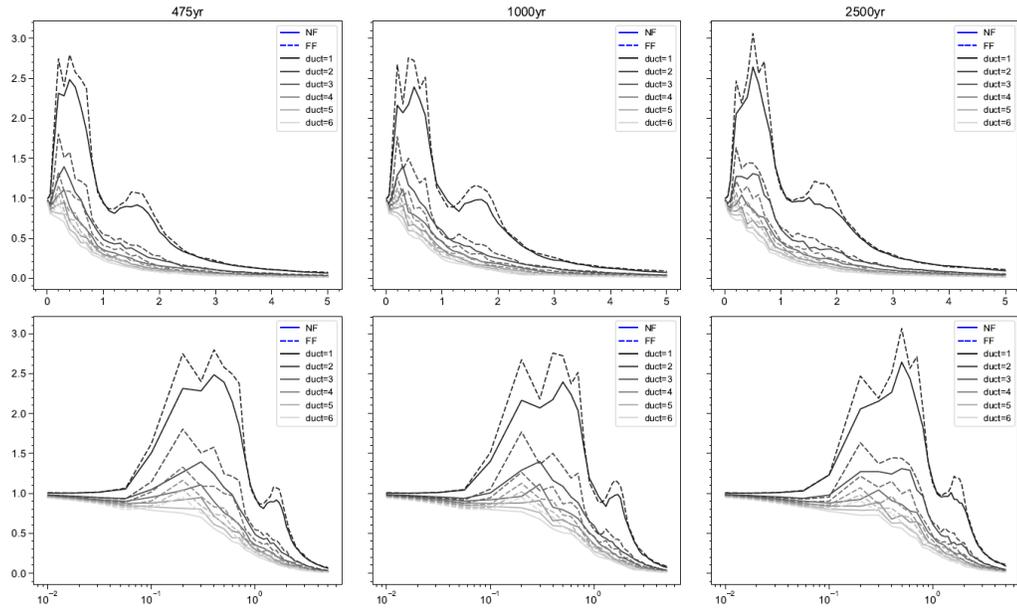
Anexo 226. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S217”.



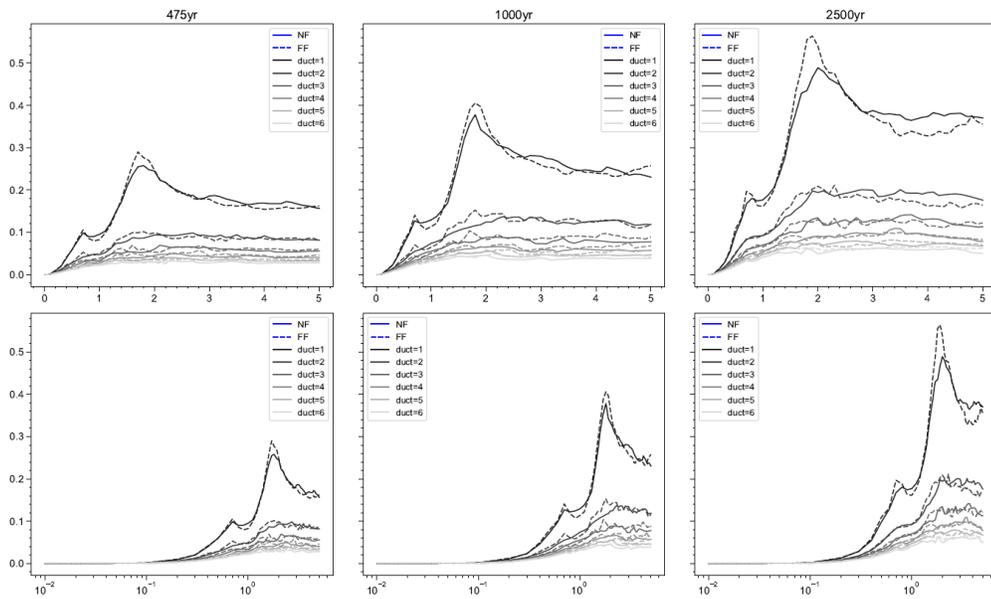
Anexo 227. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S217".



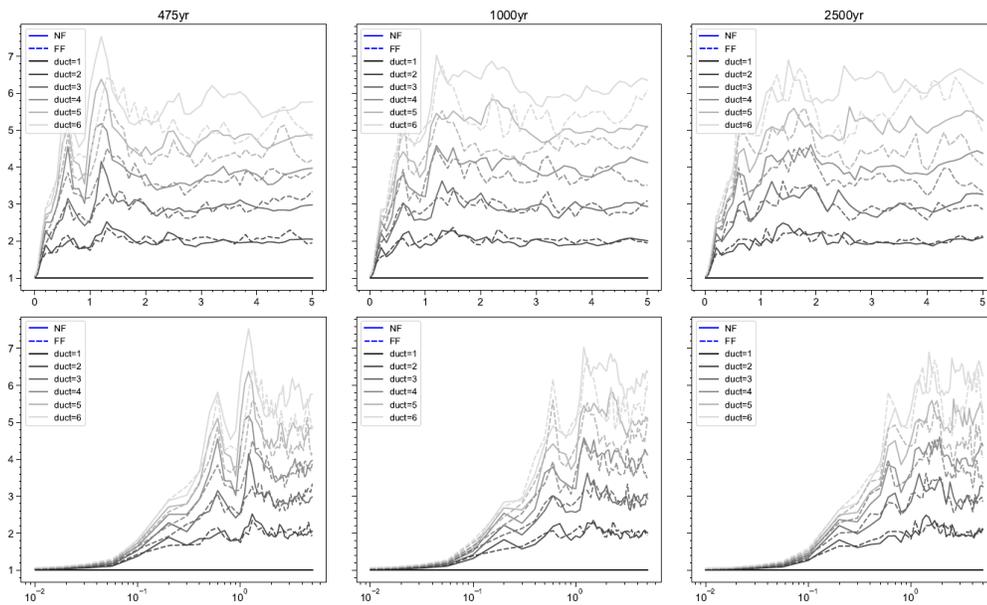
Anexo 228. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S217".



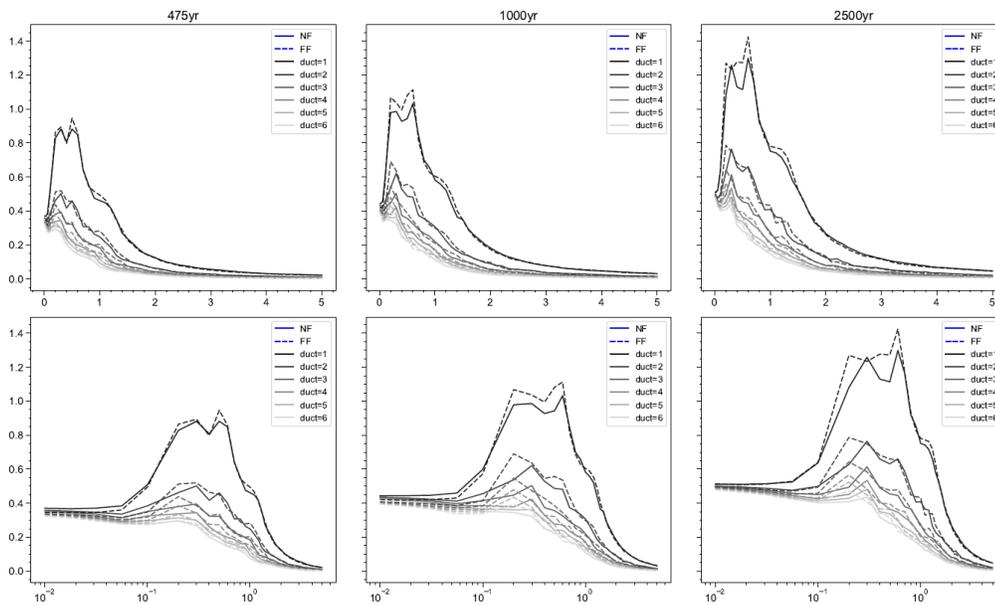
Anexo 229. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S217”.



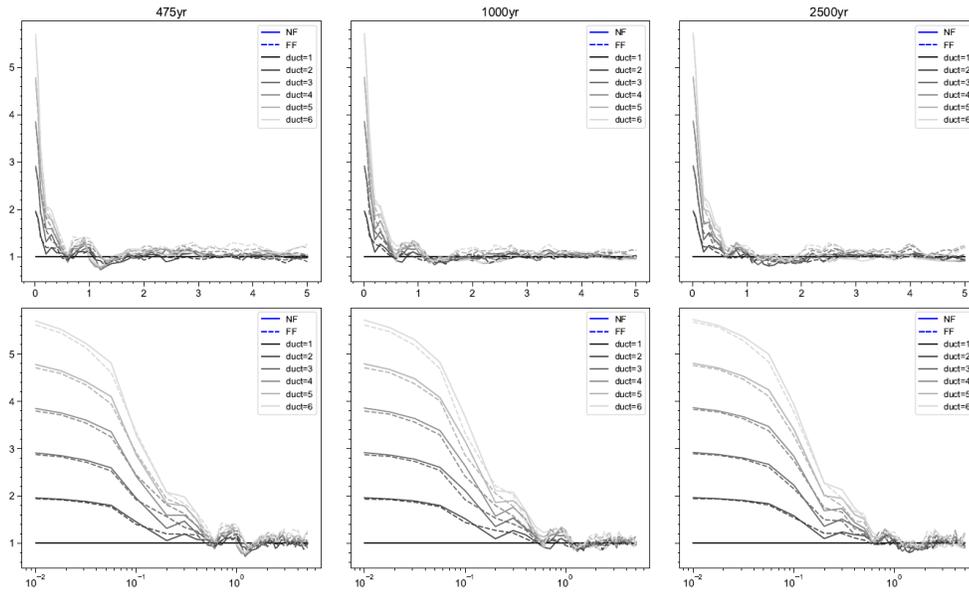
Anexo 230. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S217”.



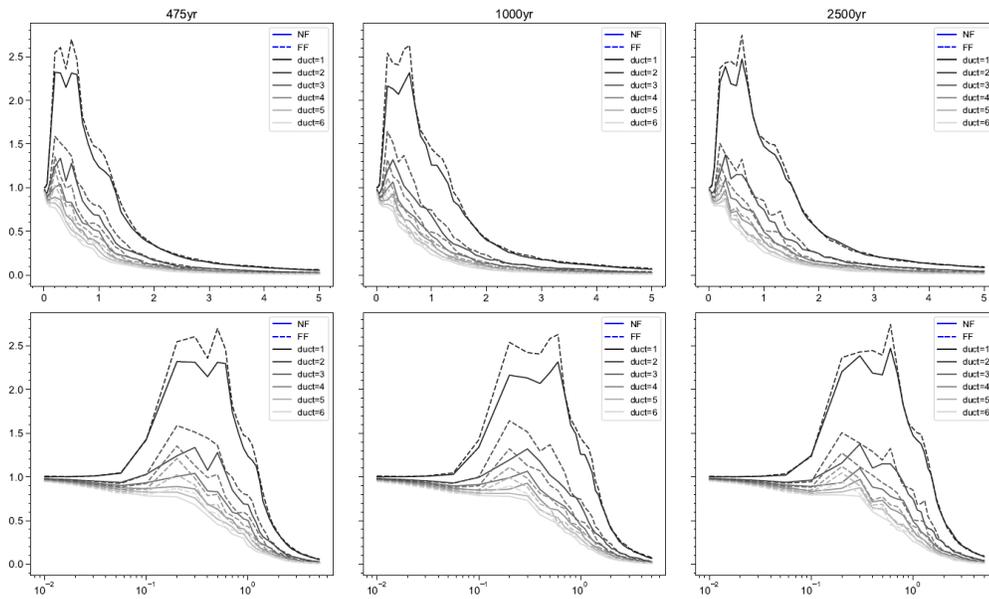
Anexo 231. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S218".



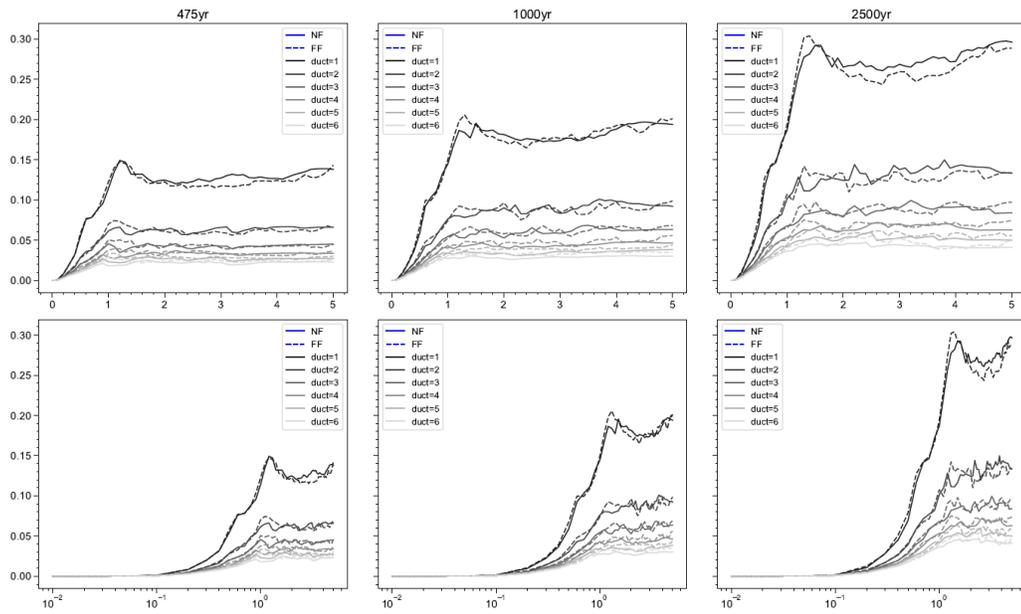
Anexo 232. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S218".



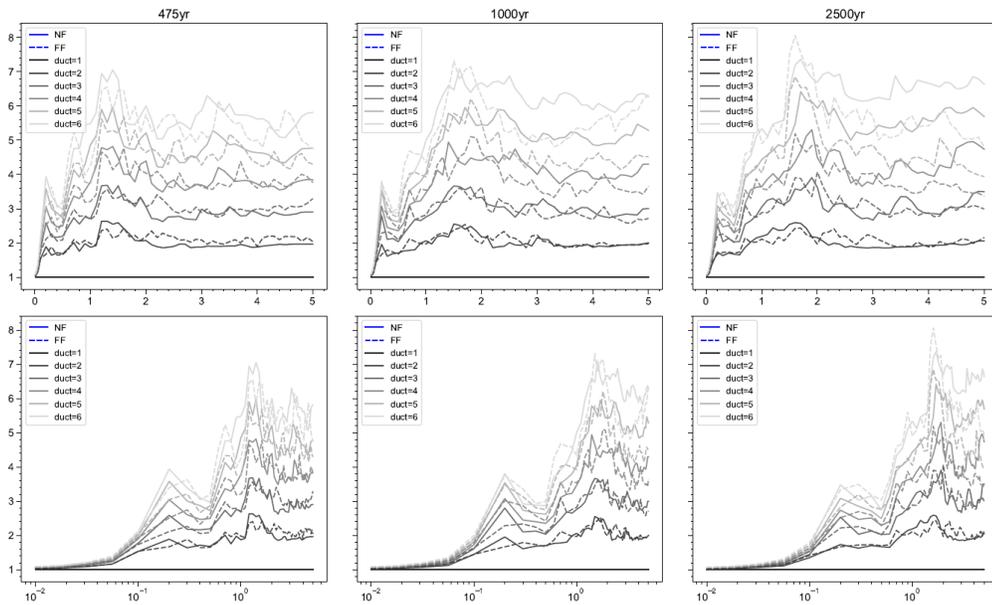
Anexo 233. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S218”.



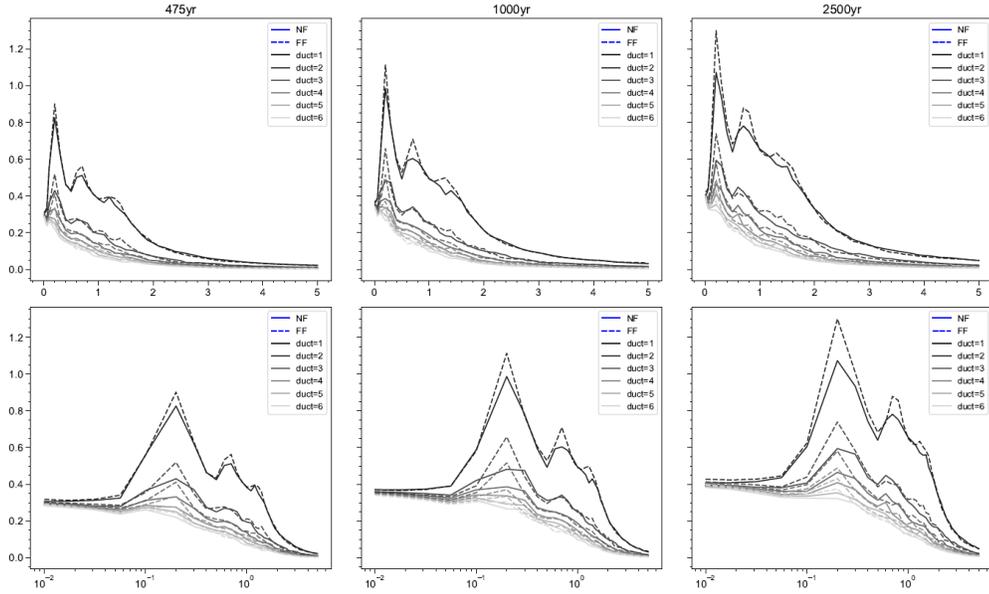
Anexo 234. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S218”.



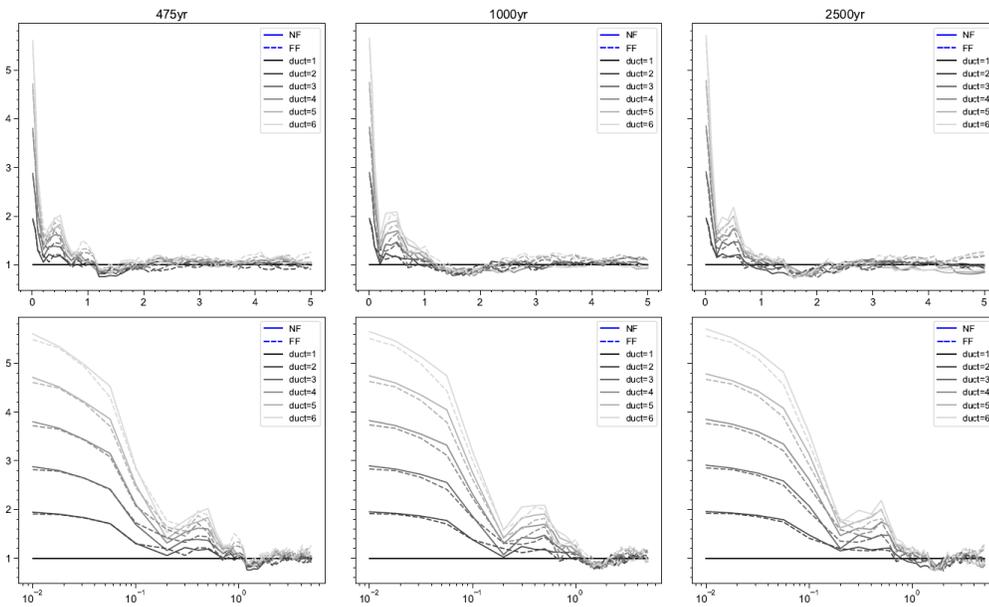
Anexo 235. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S218”.



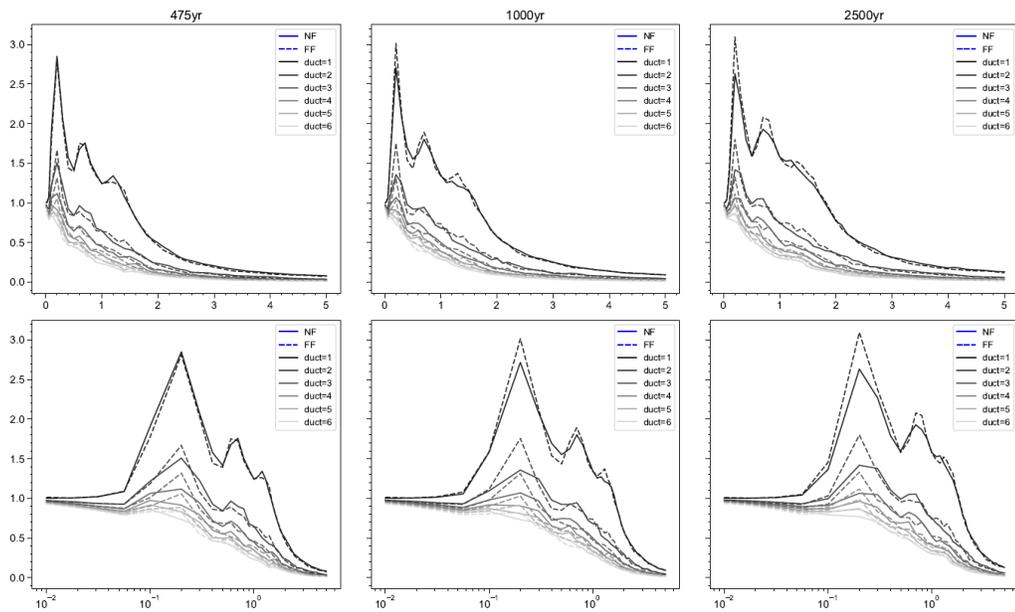
Anexo 236. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S219”.



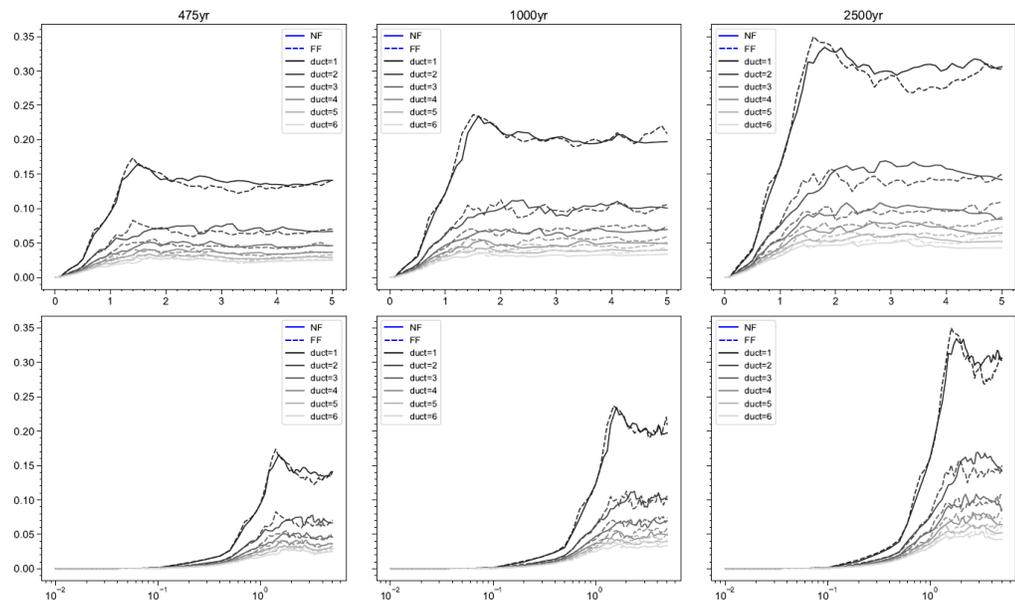
Anexo 237. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S219".



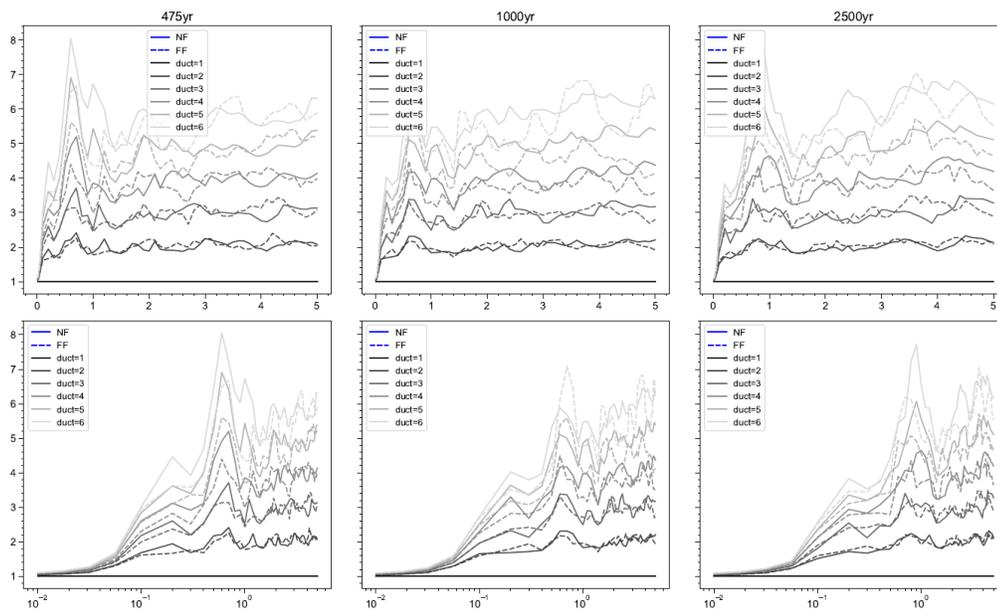
Anexo 238. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S219".



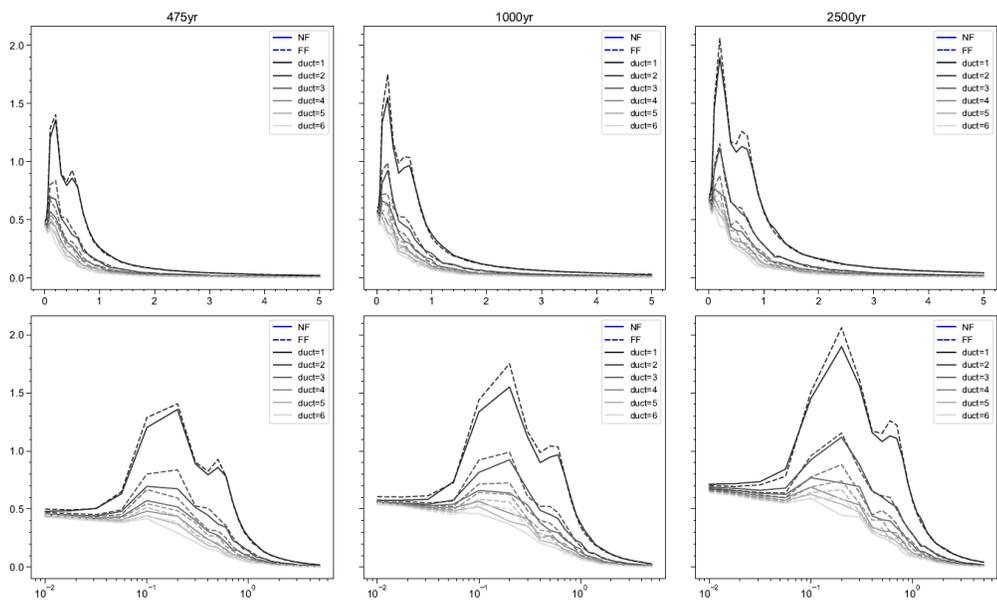
Anexo 239. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S219”.



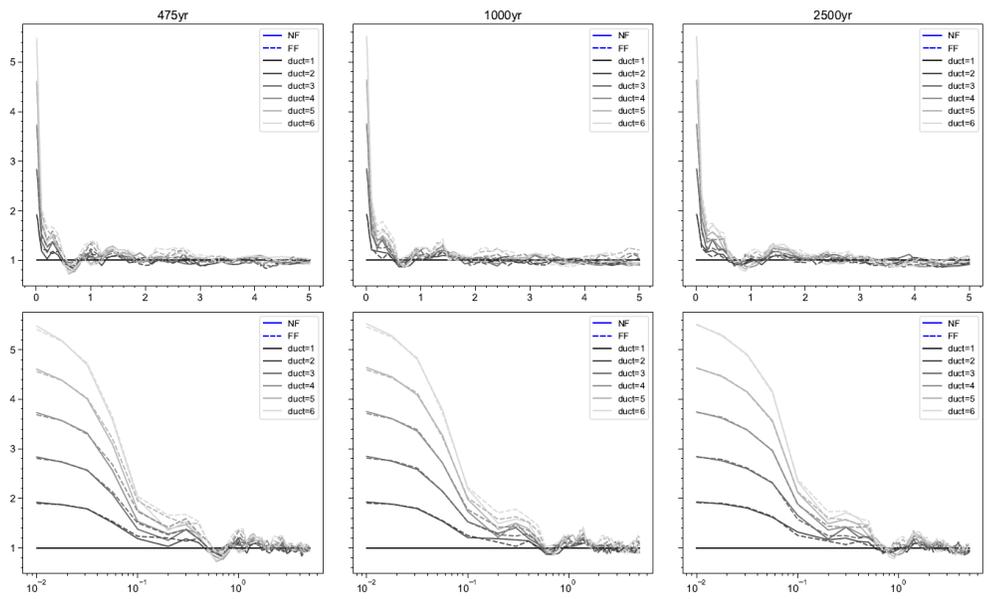
Anexo 240. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yyp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S219”.



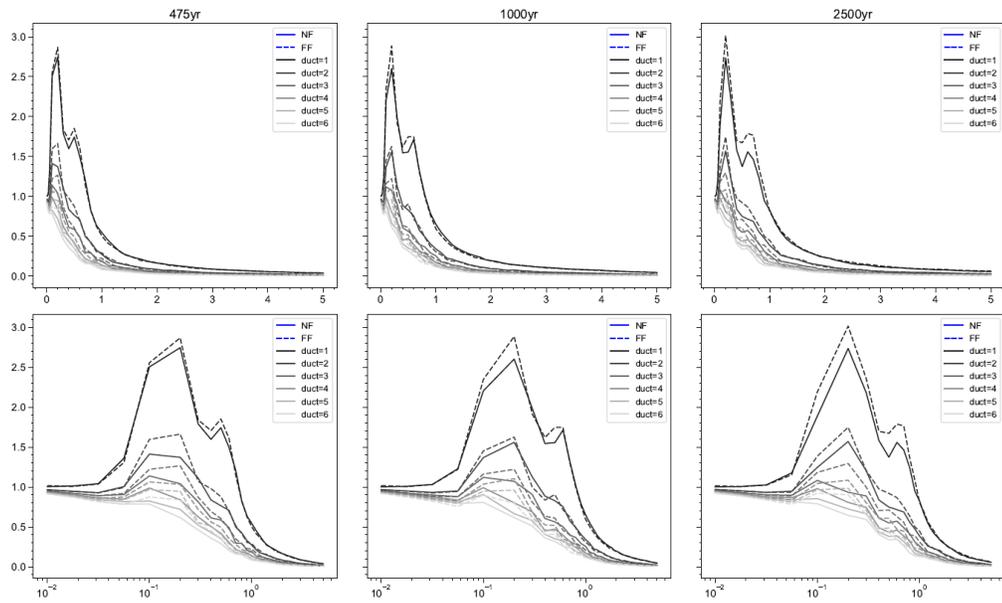
Anexo 241. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S240".



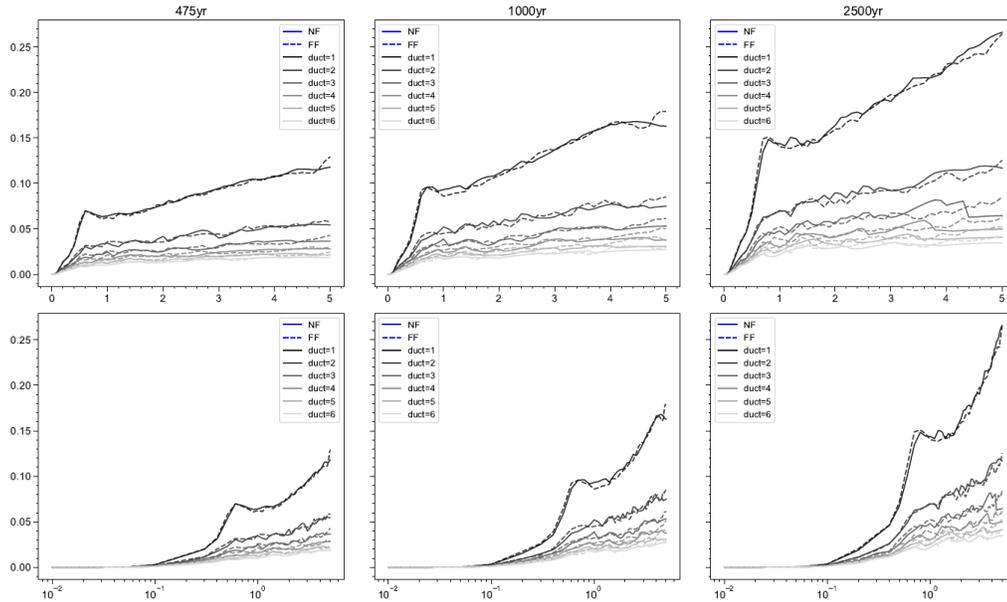
Anexo 242. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S240".



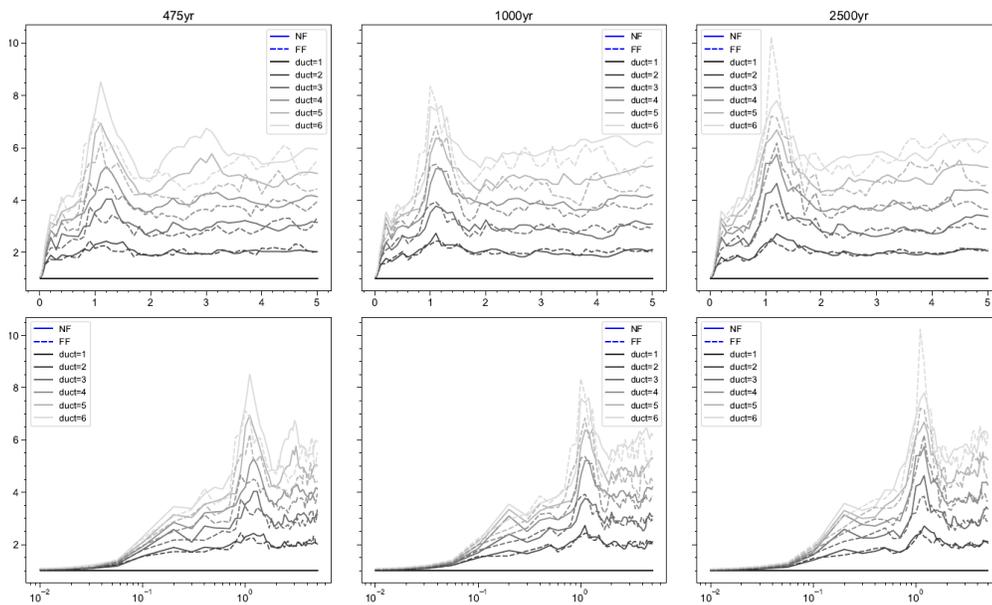
Anexo 243. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S240”.



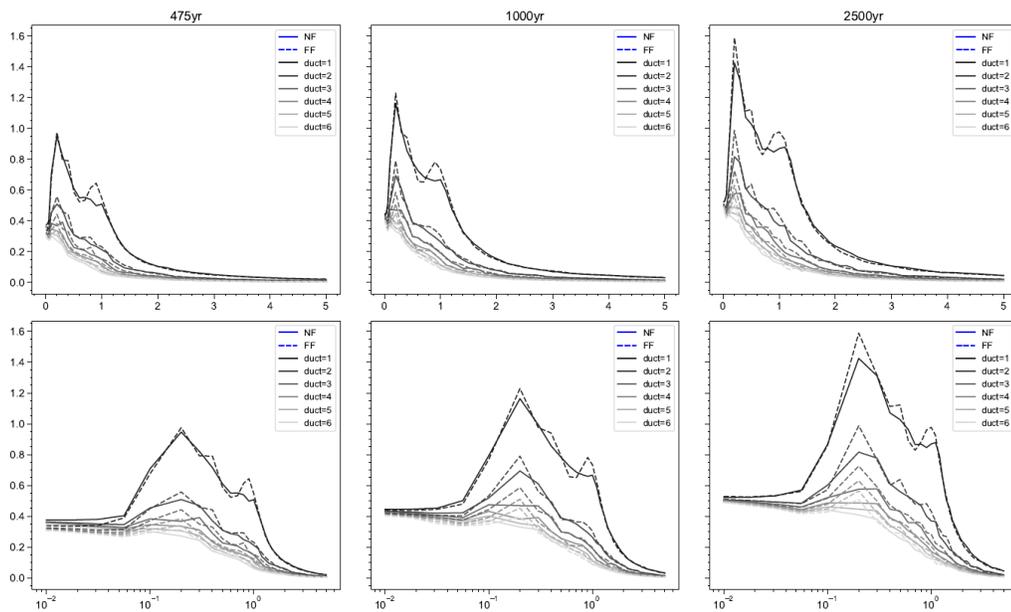
Anexo 244. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S240”.



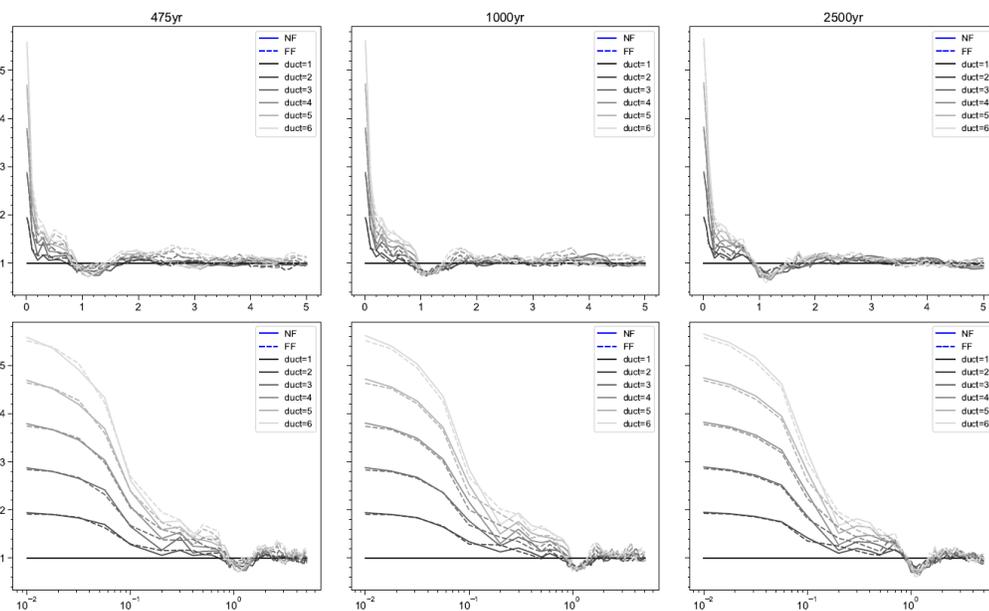
Anexo 245. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S240”.



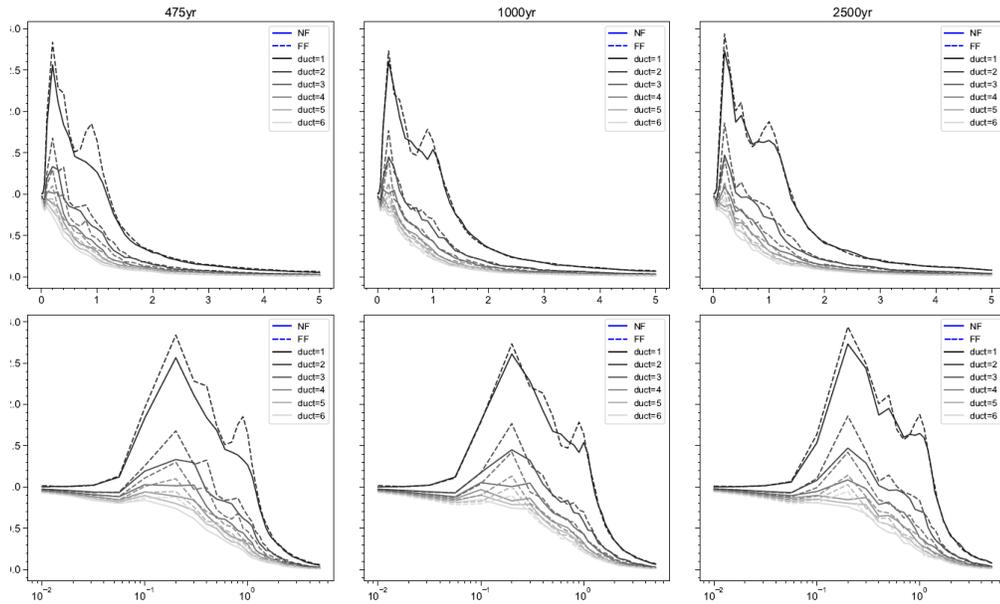
Anexo 246. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S221”.



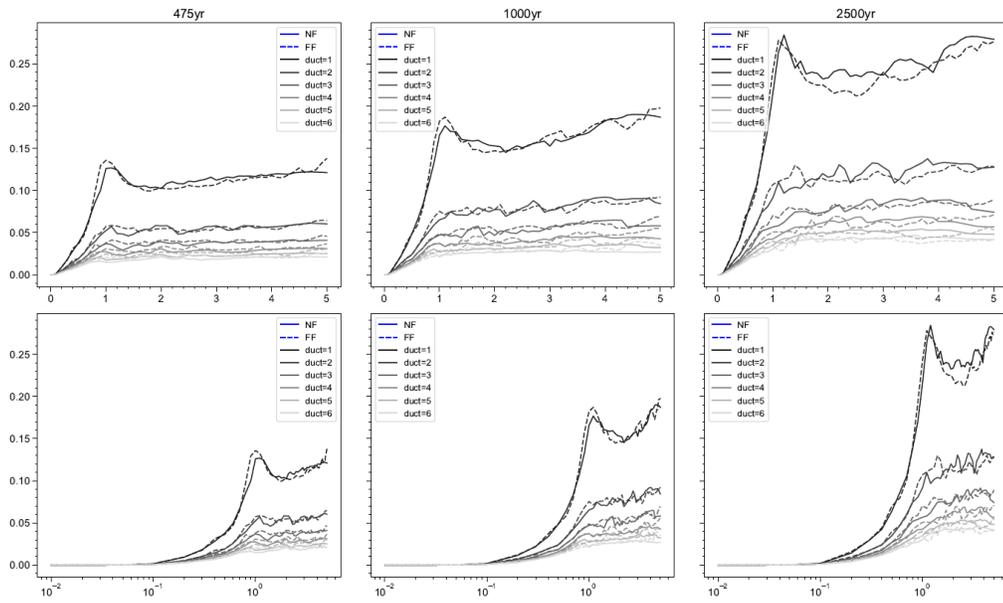
Anexo 247. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S221".



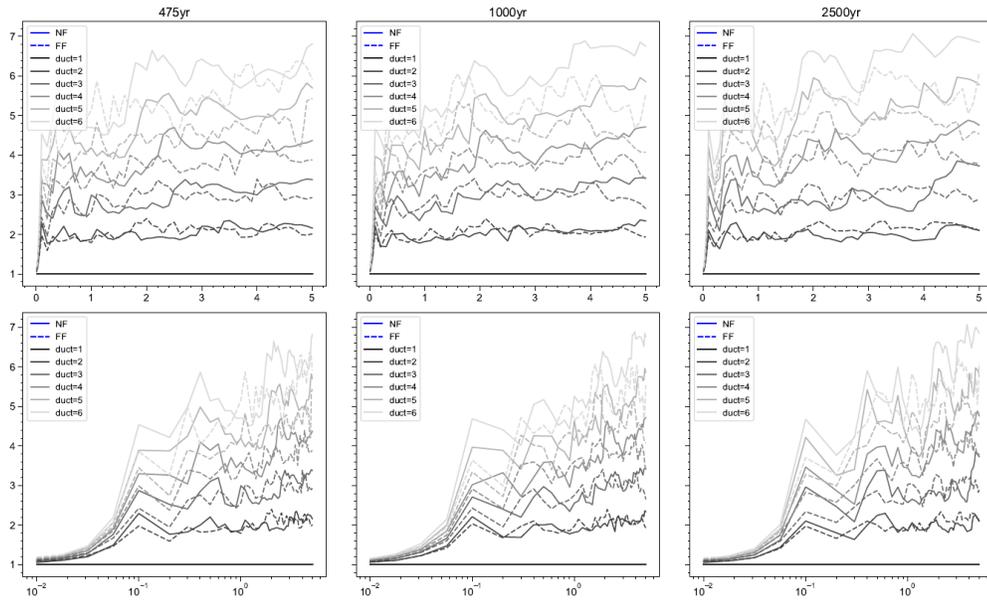
Anexo 248. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S221".



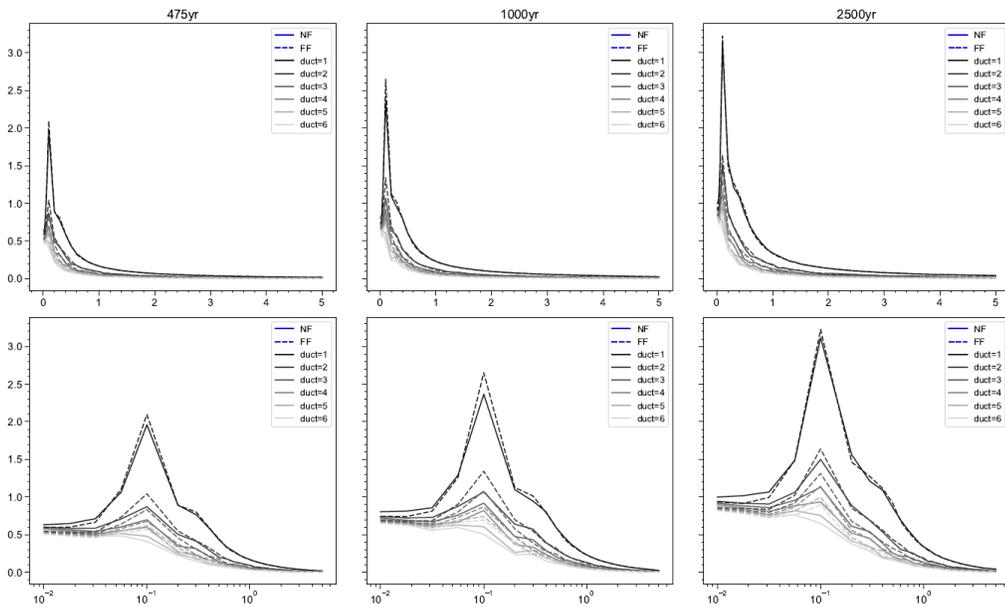
Anexo 249. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S221”.



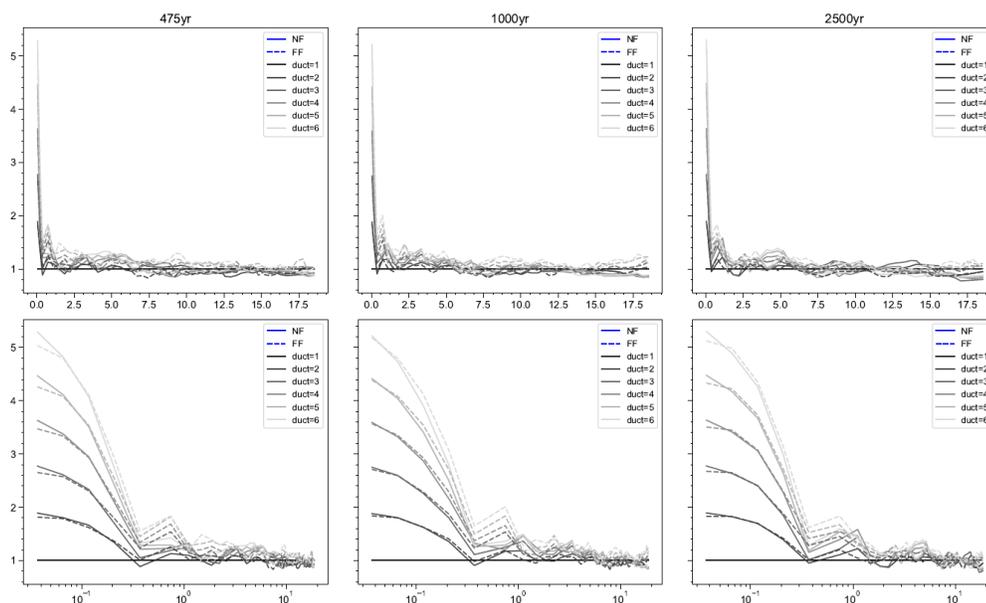
Anexo 250. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S221”.



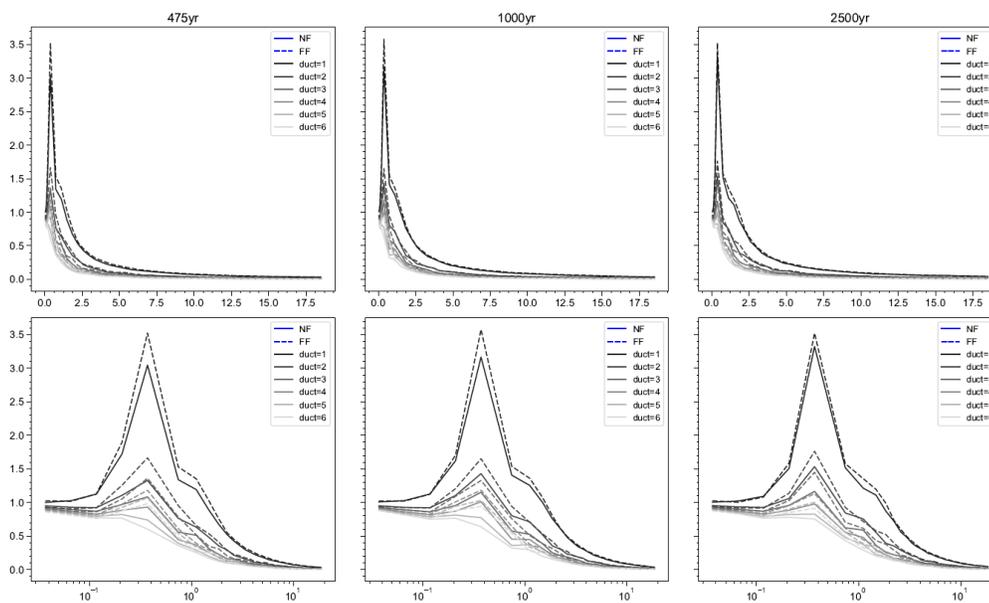
Anexo 251. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S222".



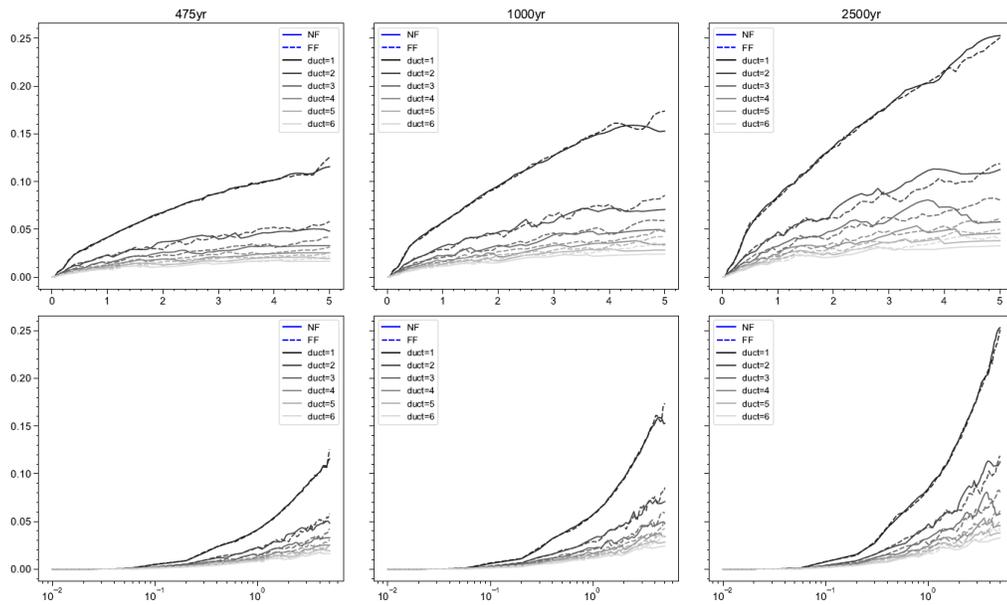
Anexo 252. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio "S222".



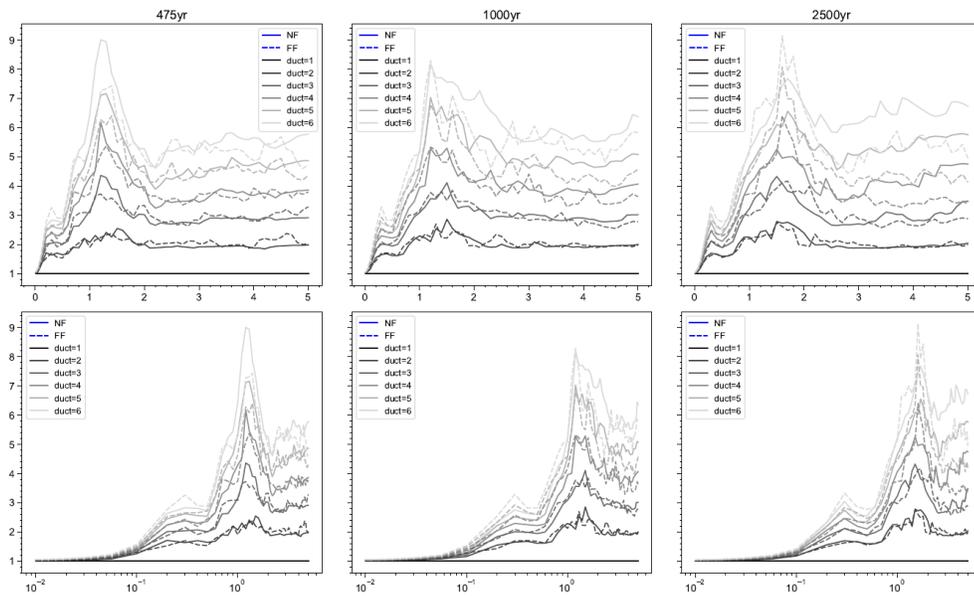
Anexo 253. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S222”.



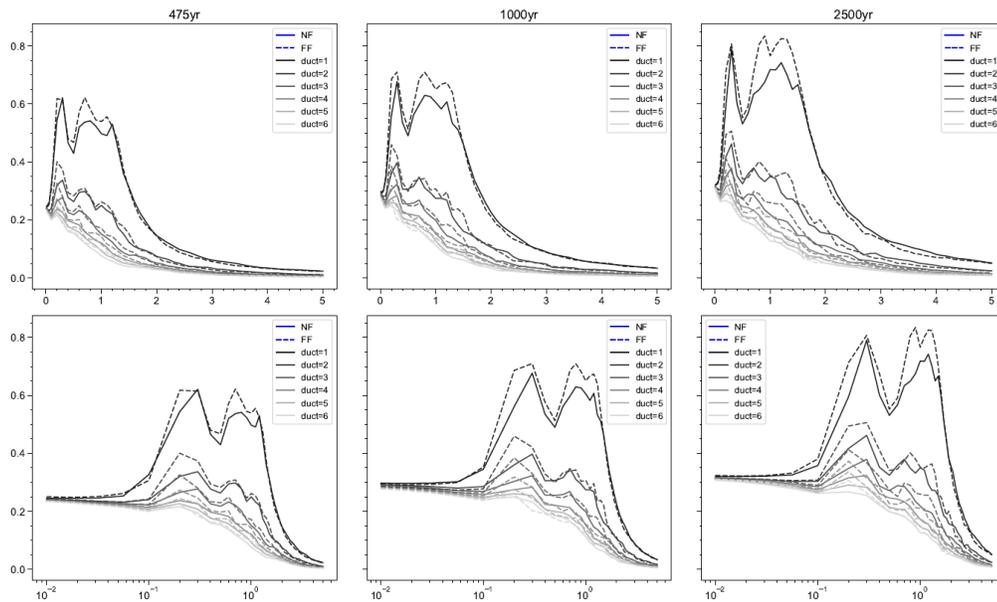
Anexo 254. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S222”.



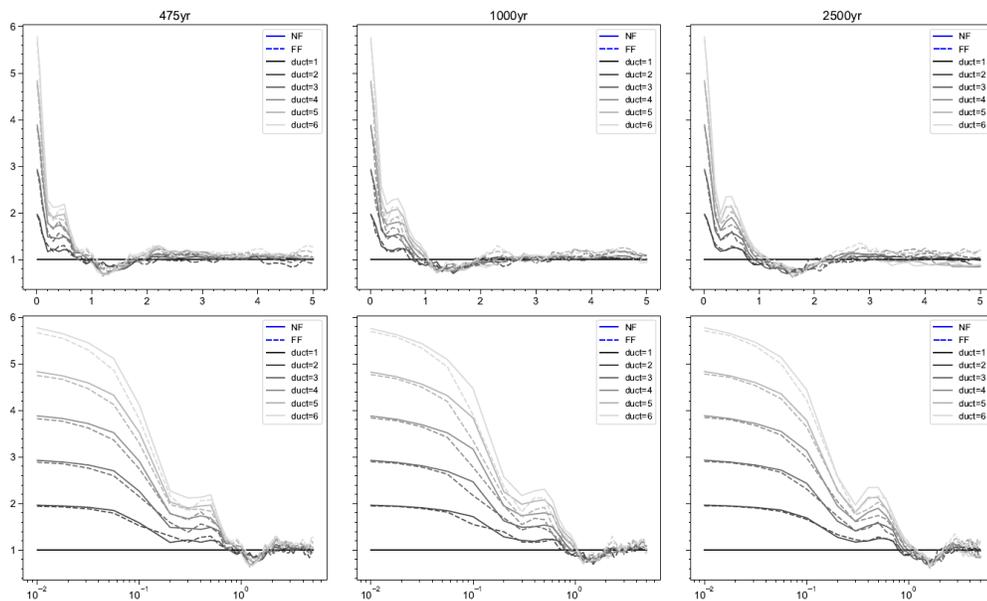
Anexo 255. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “S222”.



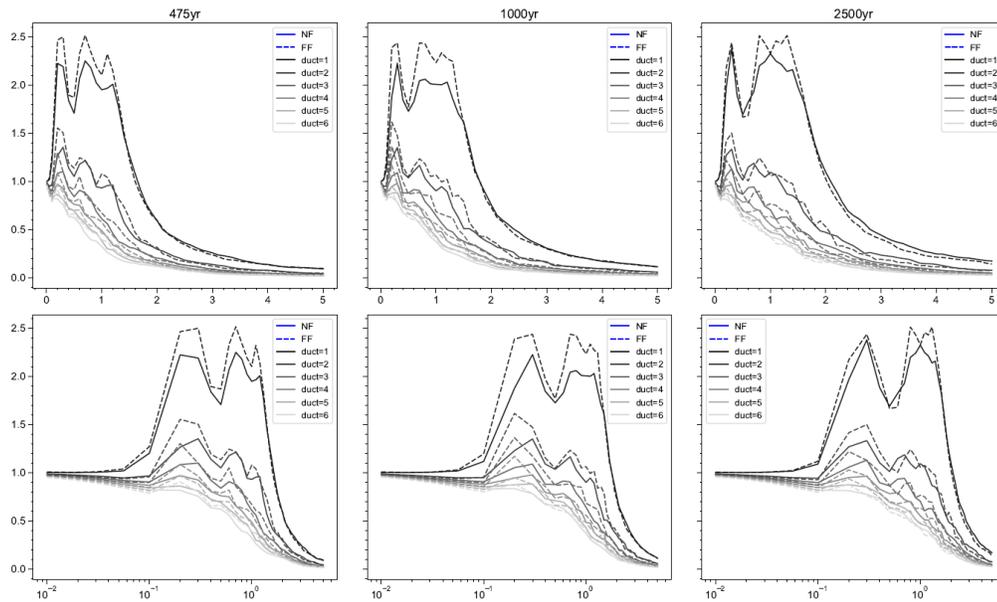
Anexo 256. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Swissotel”.



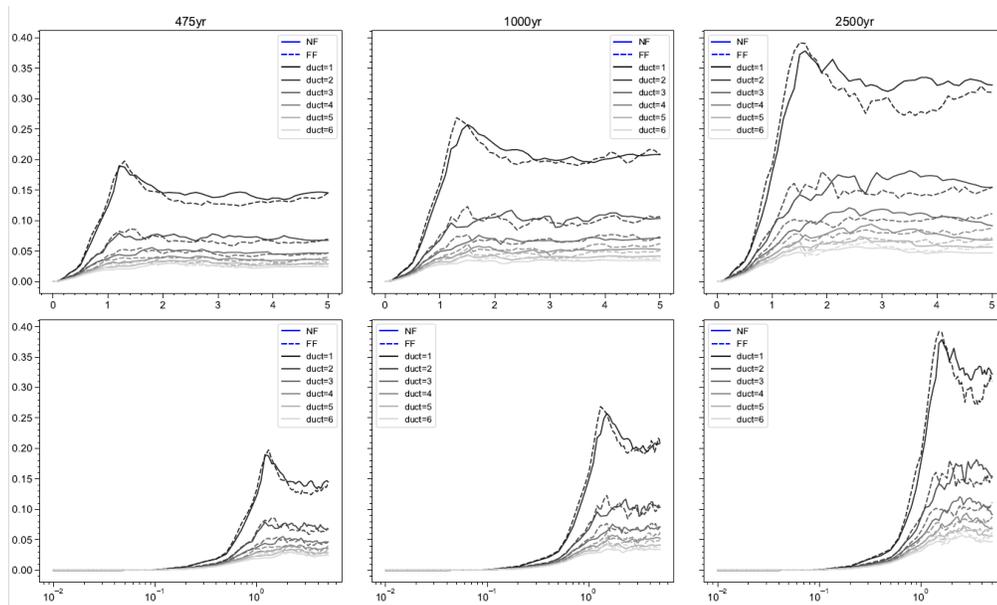
Anexo 257. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Swissotel”.



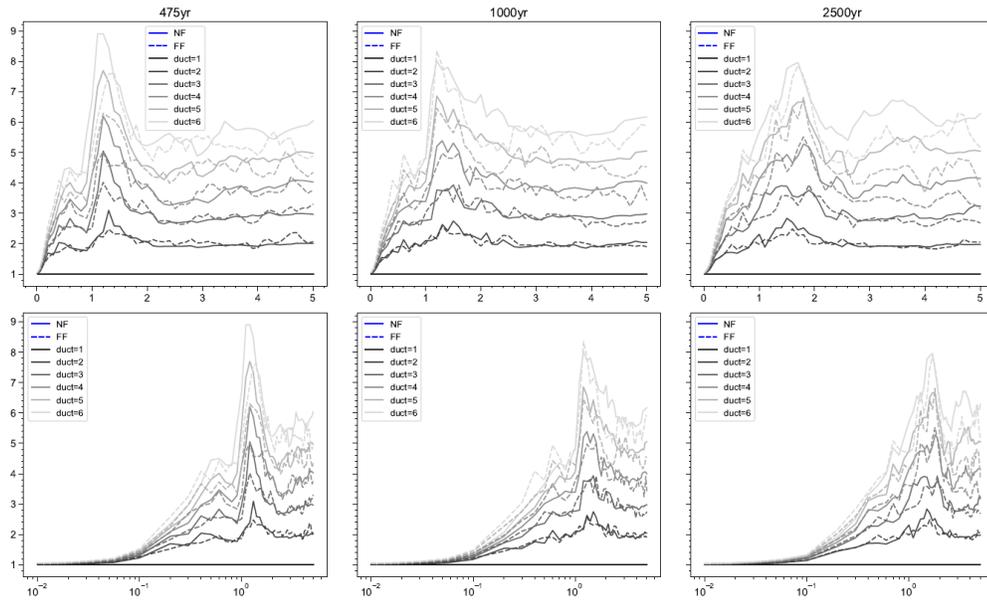
Anexo 258. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Swissotel”.



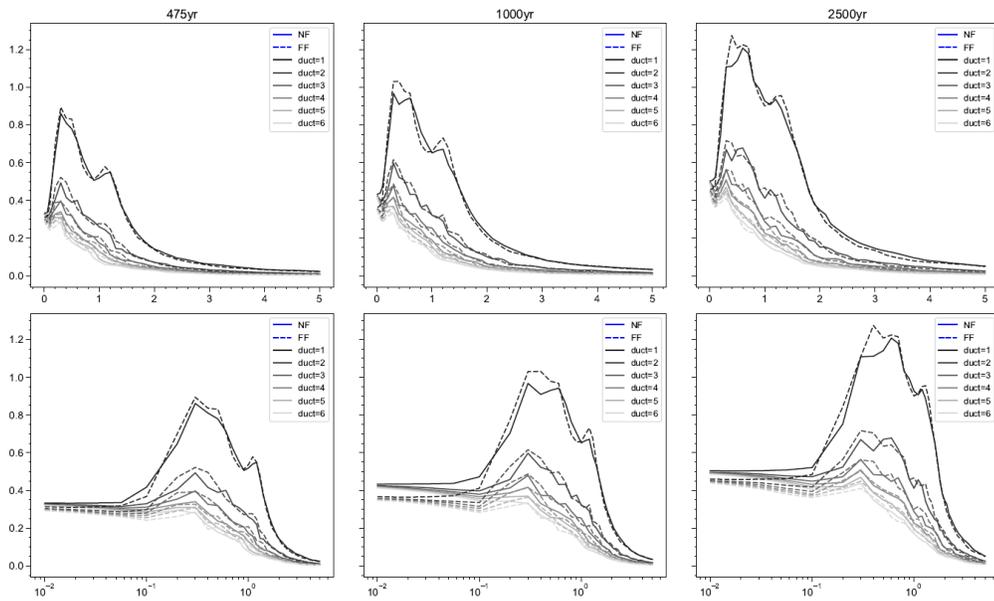
Anexo 259. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Swissotel”.



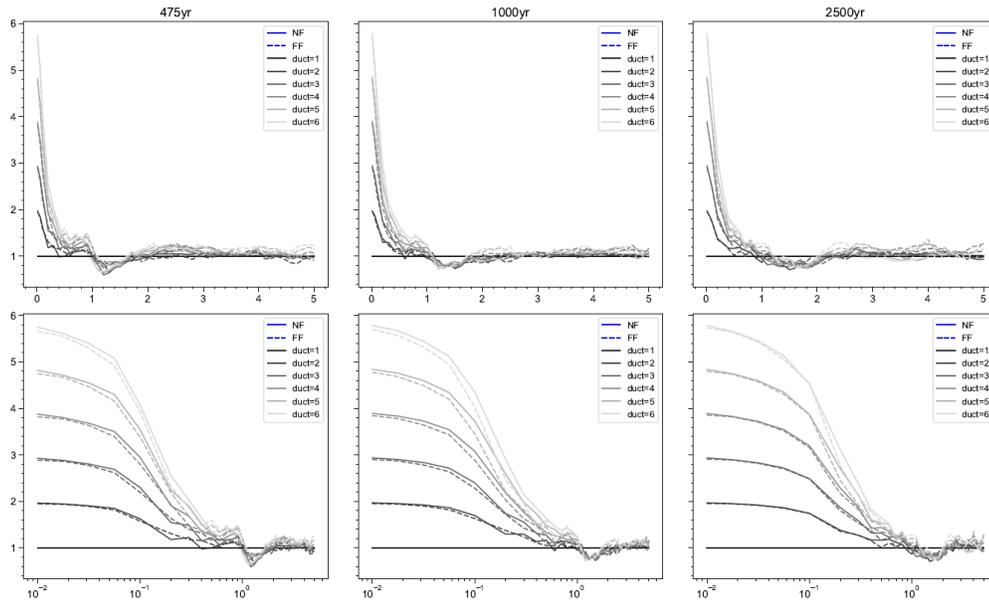
Anexo 260. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Swissotel”.



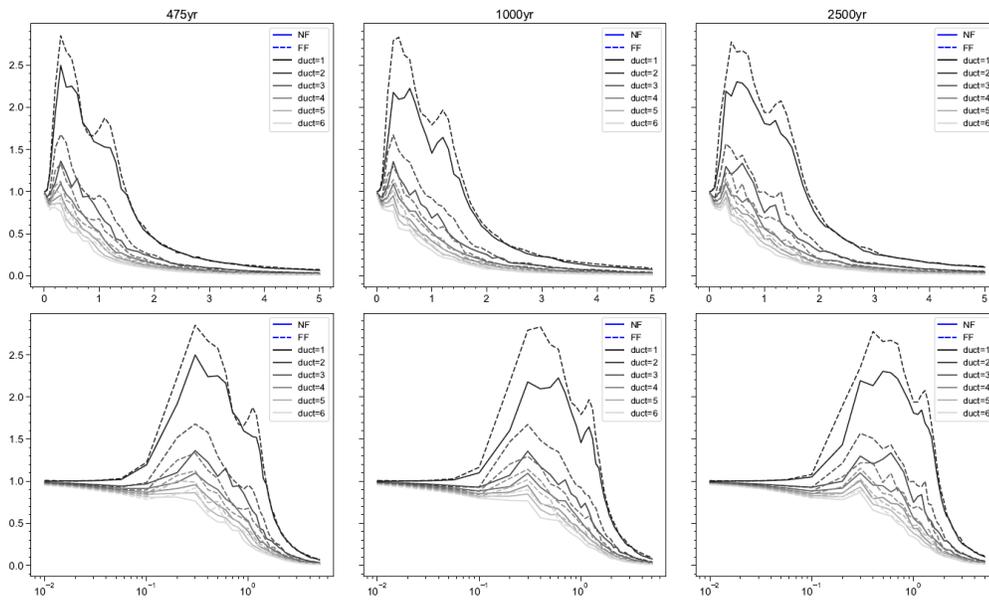
Anexo 261. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “The Point”.



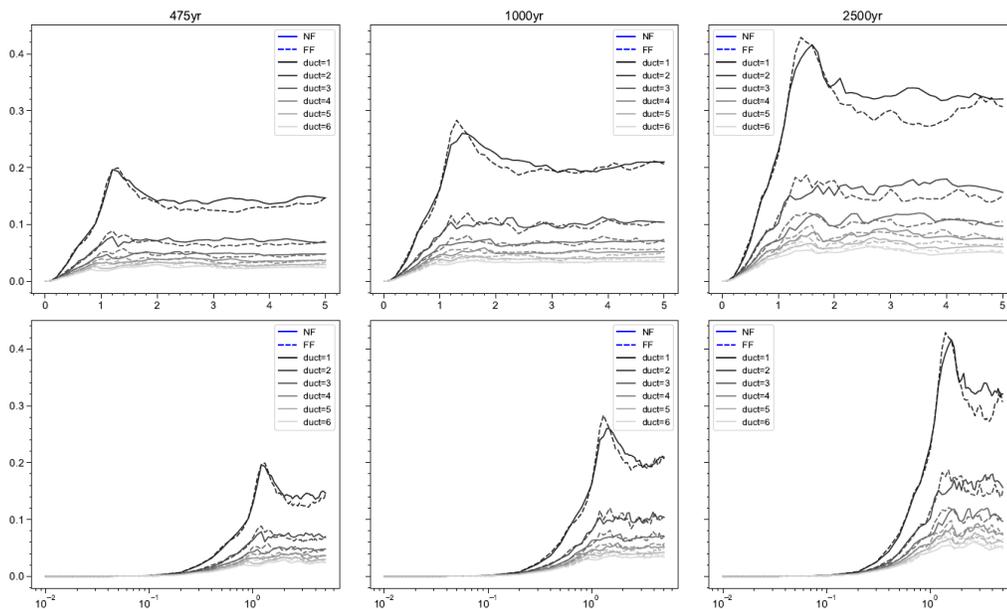
Anexo 262. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “The Point”.



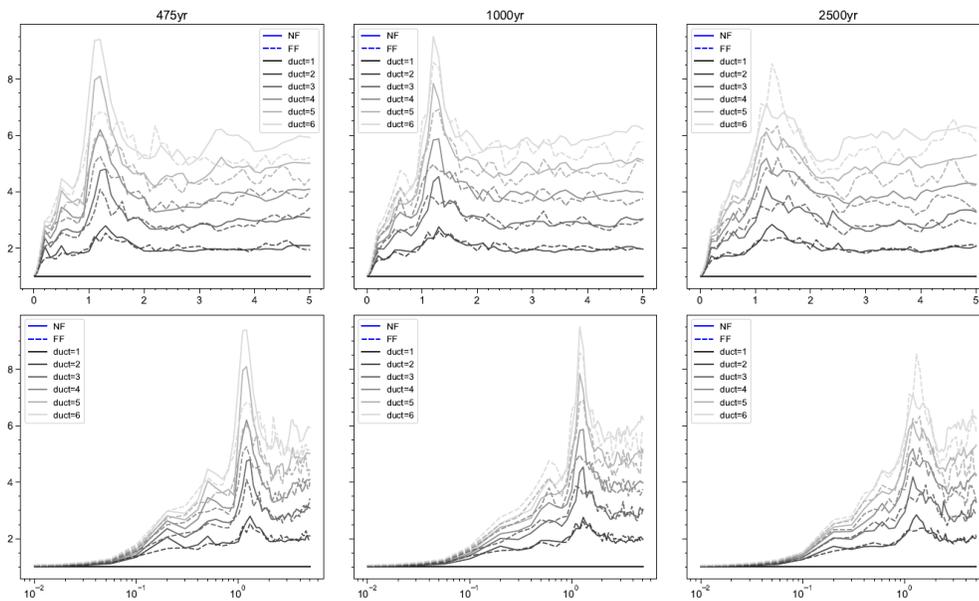
Anexo 263. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “The Point”.



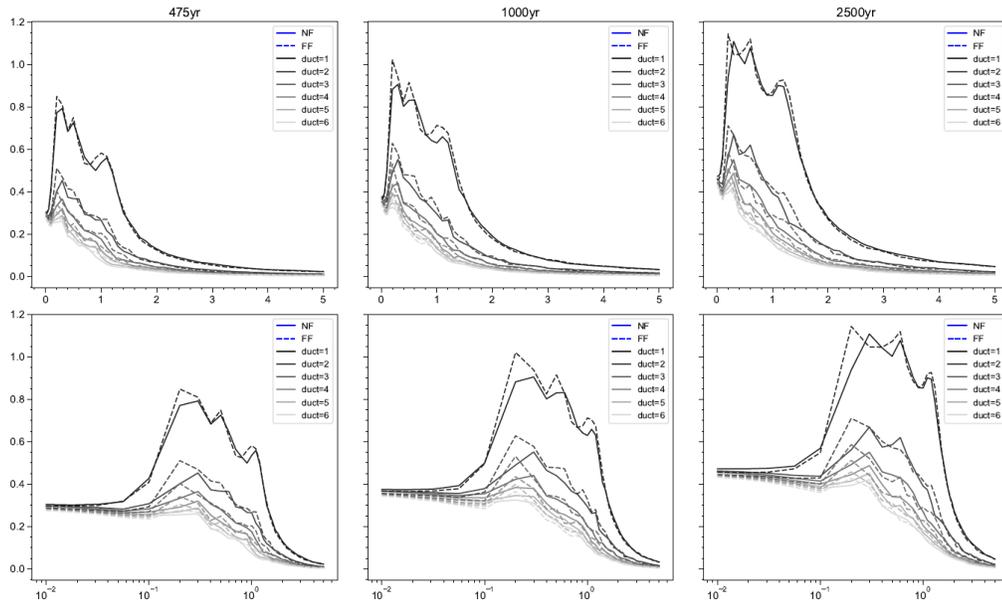
Anexo 264. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “The Point”.



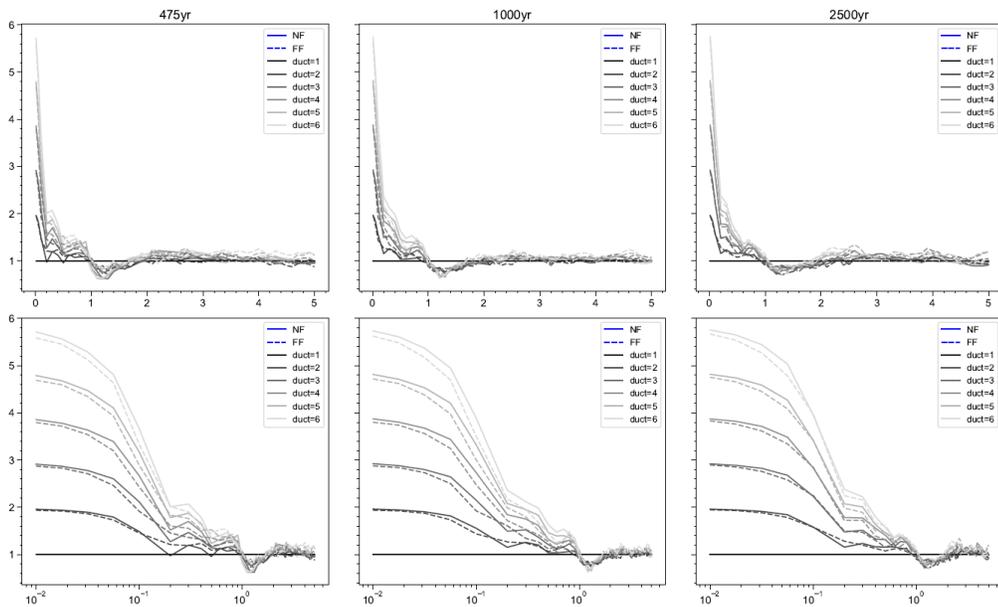
Anexo 265. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “The Point”.



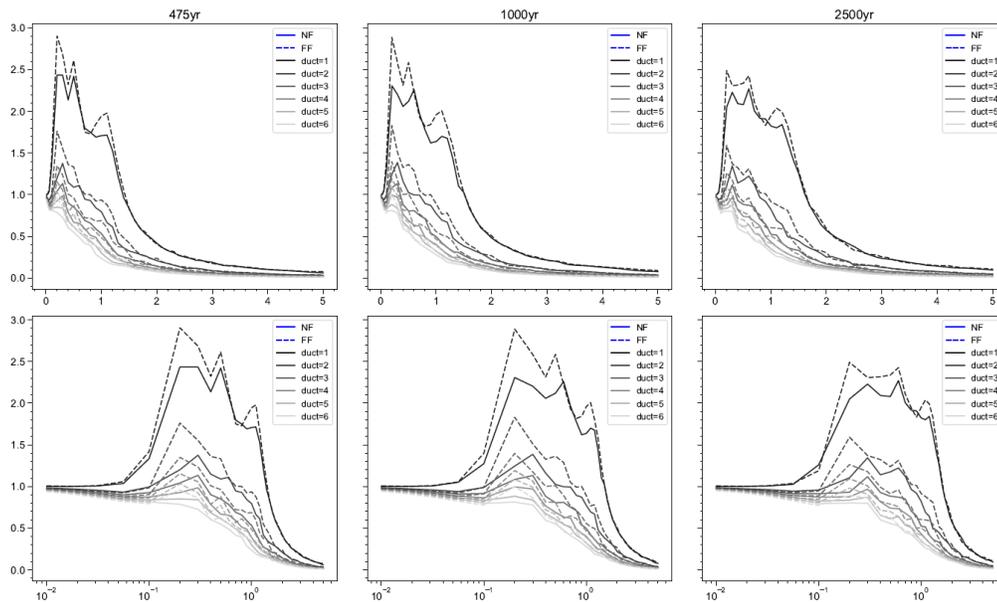
Anexo 266. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Zofragua”.



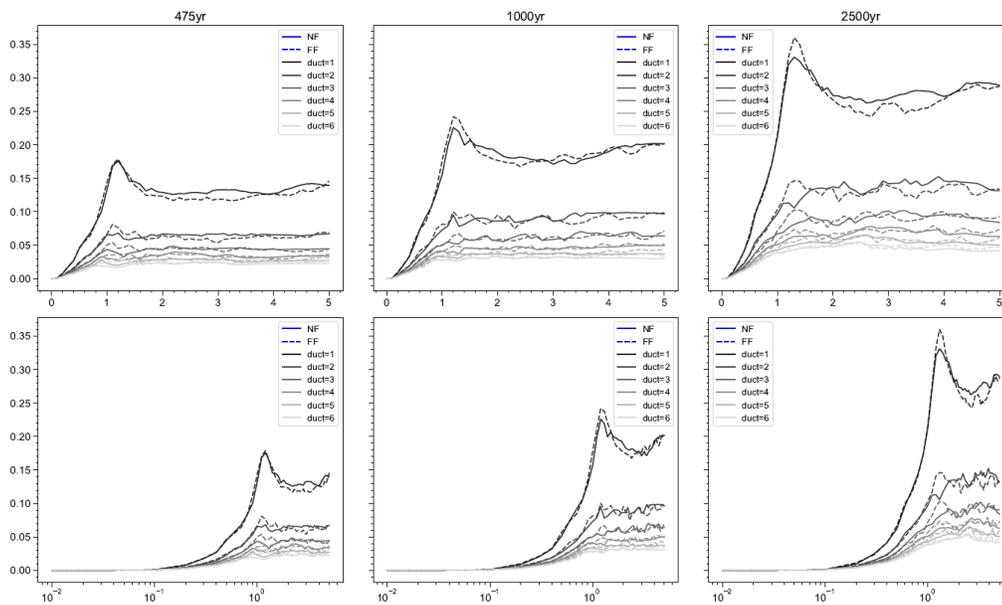
Anexo 267. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Zofragua”.



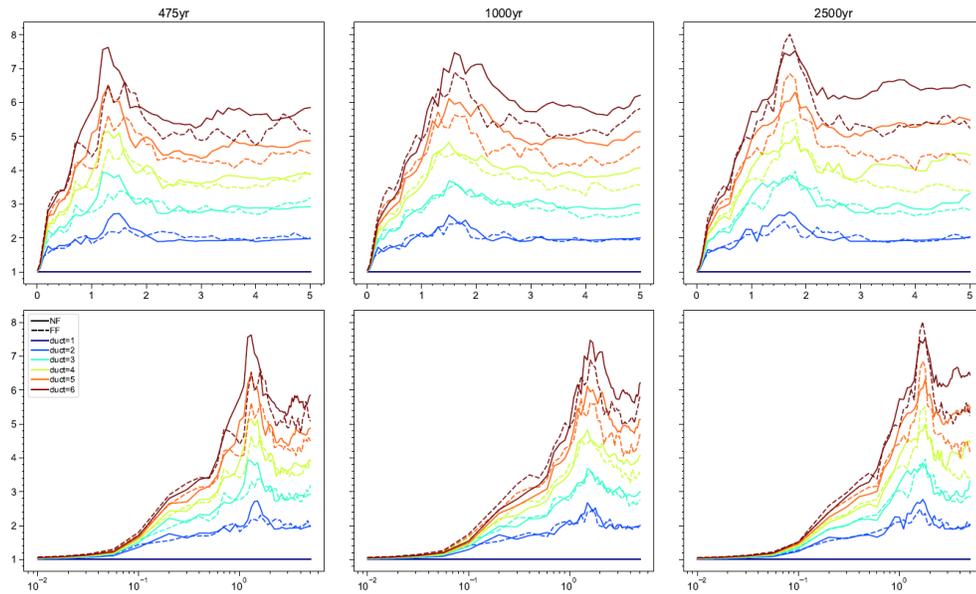
Anexo 268. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Zofragua”.



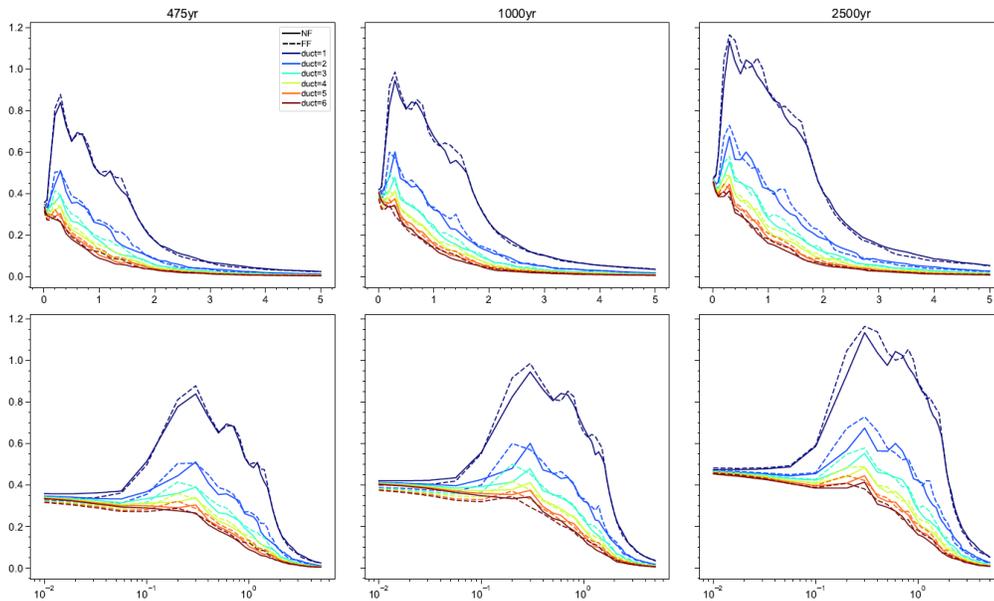
Anexo 269. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Zofragua”.



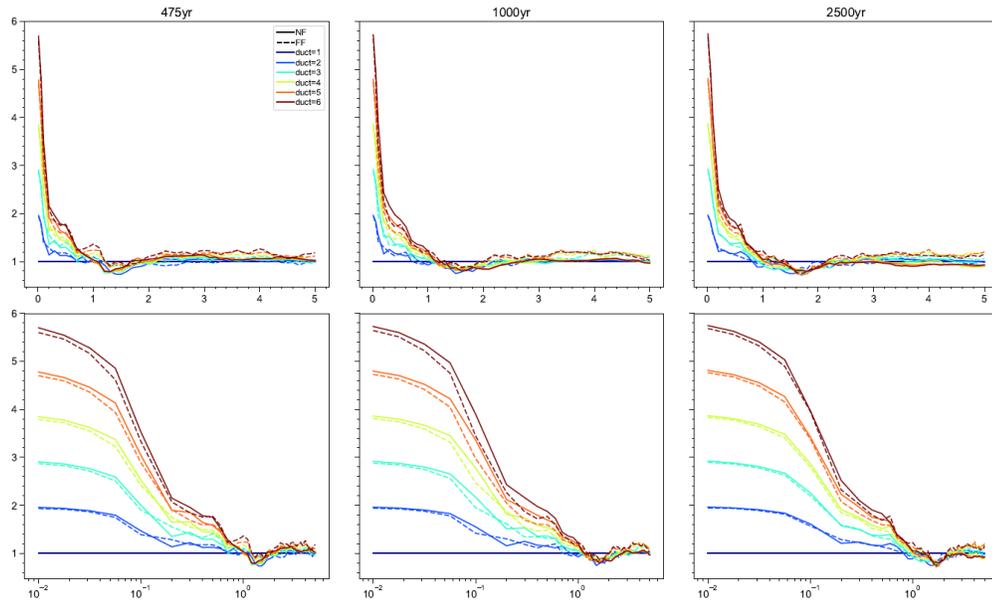
Anexo 270. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente al sitio “Zofragua”.



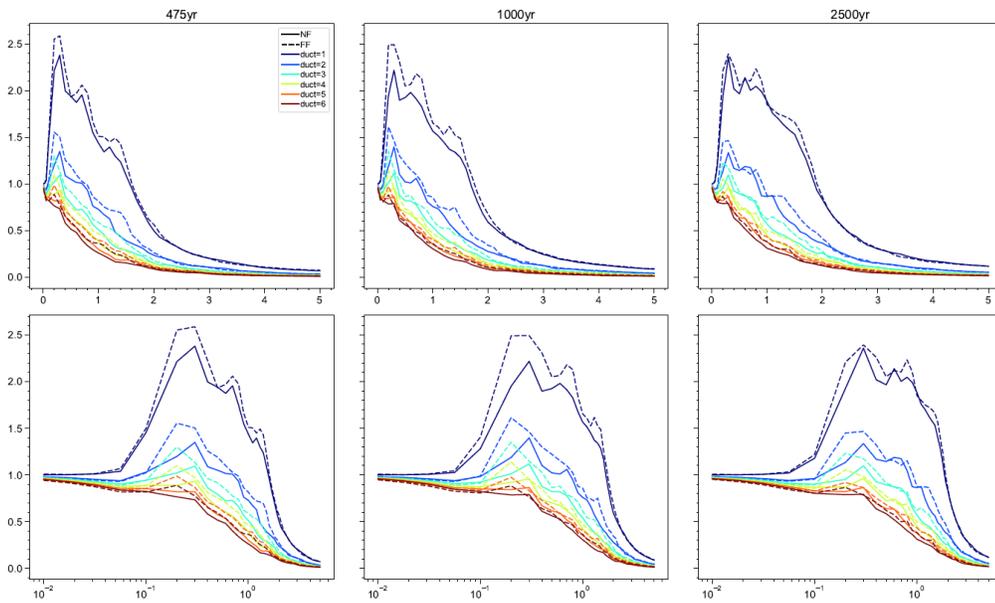
Anexo 271. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D1”.



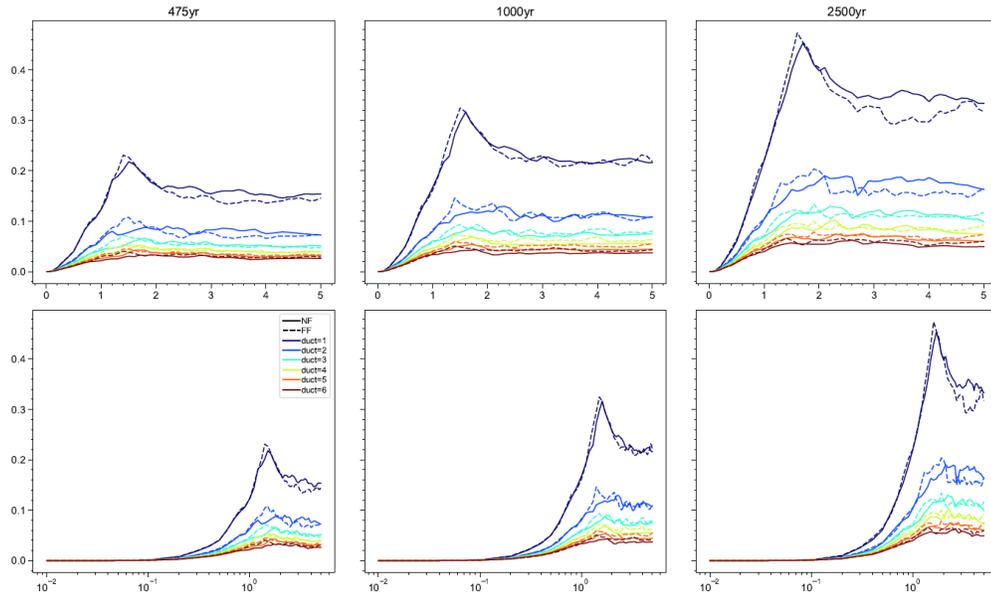
Anexo 272. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D1”.



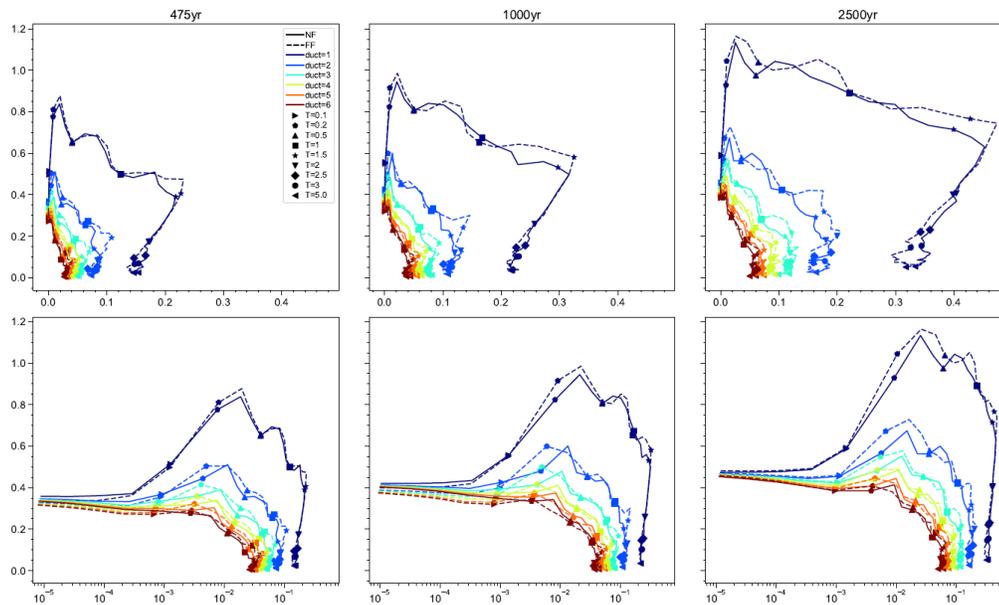
Anexo 273. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D1”.



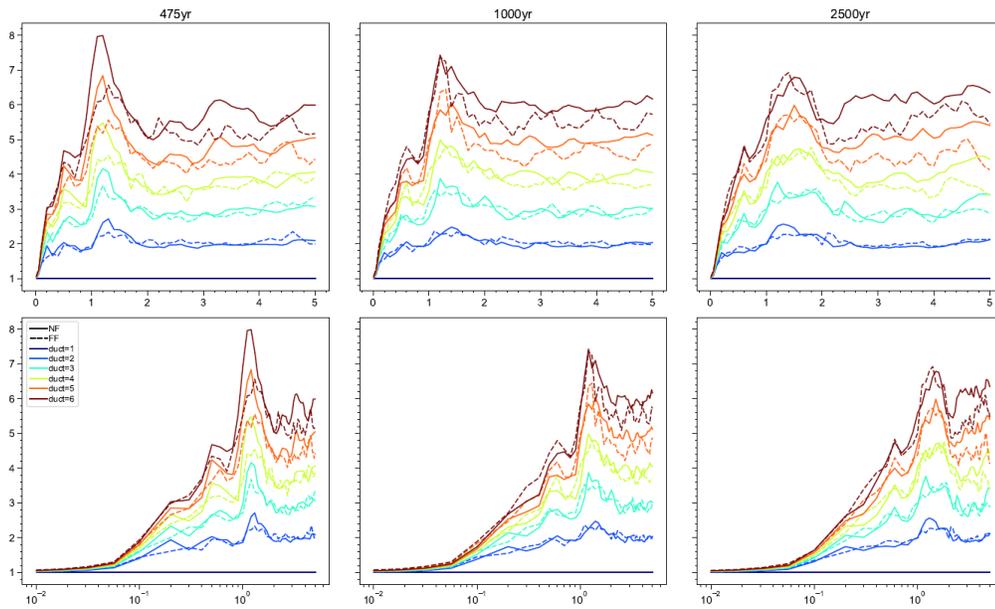
Anexo 274. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D1”.



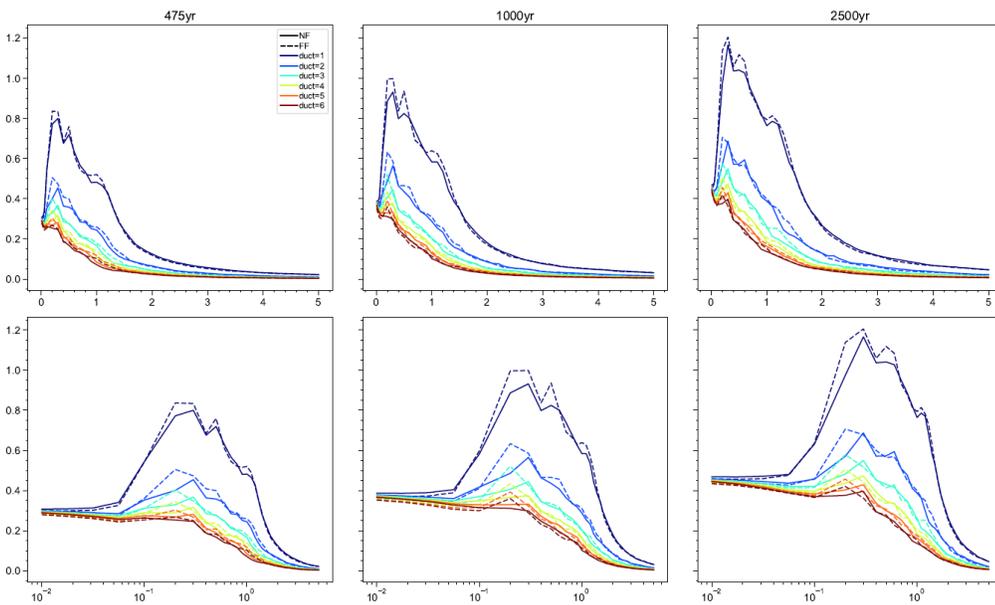
Anexo 275. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D1”.



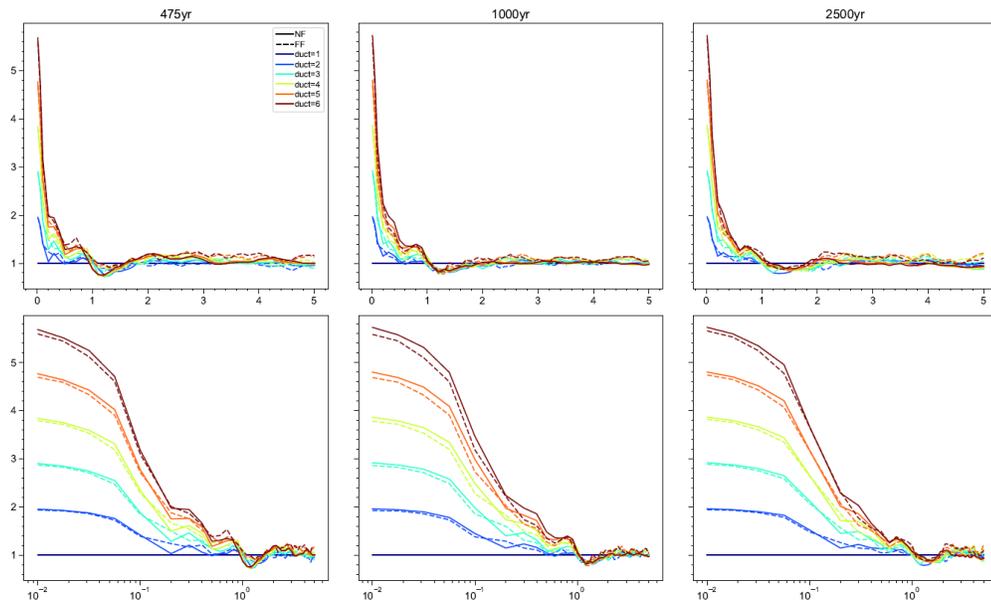
Anexo 276. Correlación entre el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$  y el desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D1”.



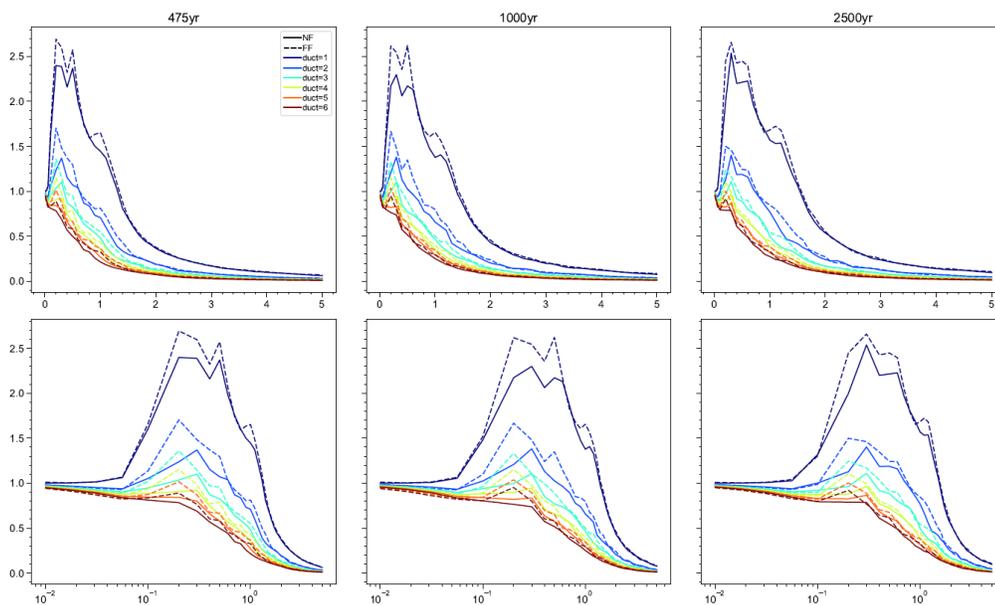
Anexo 277. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D2”.



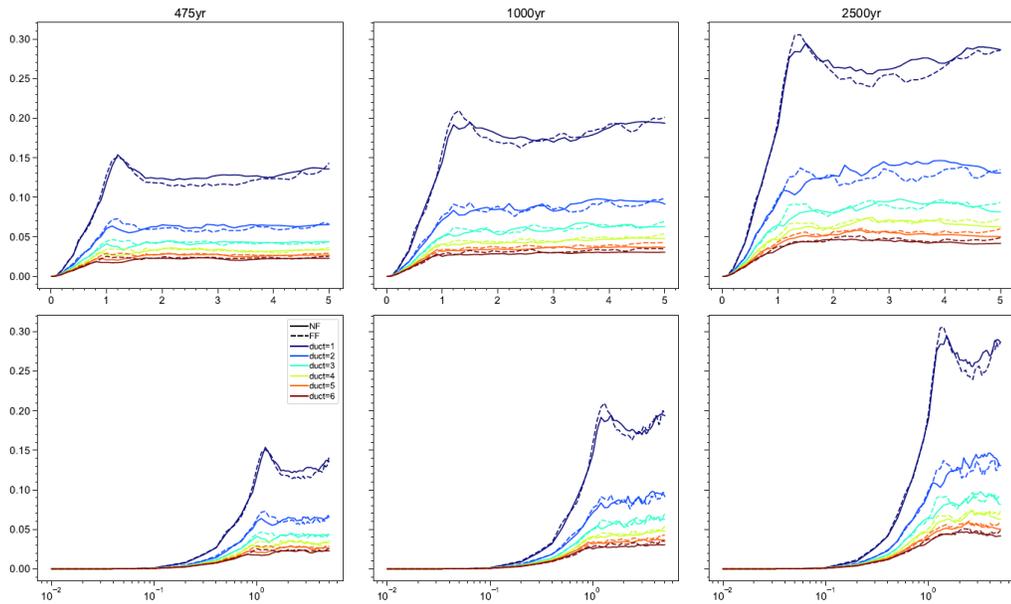
Anexo 278. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D2”.



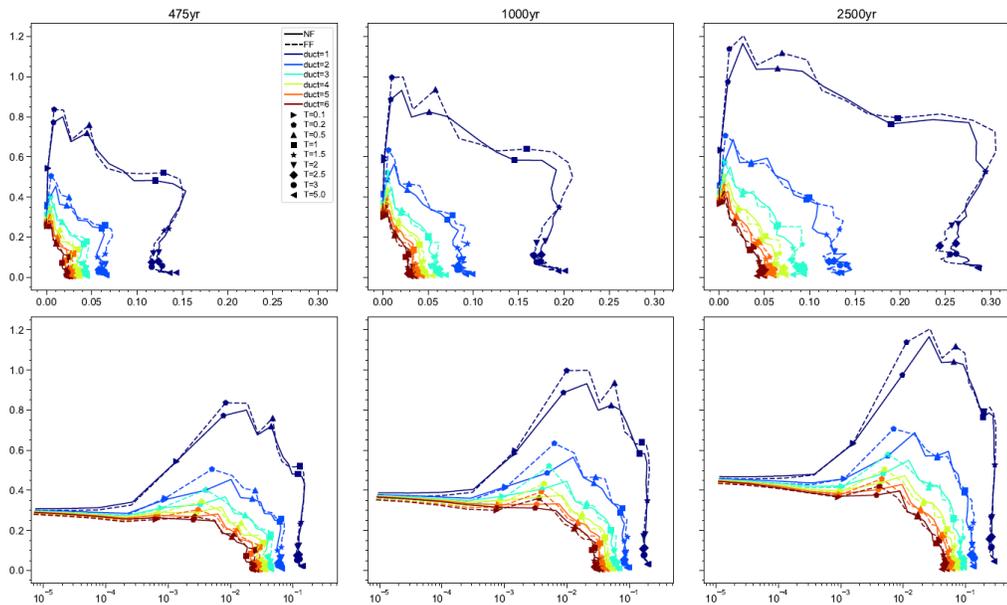
Anexo 279. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D2”.



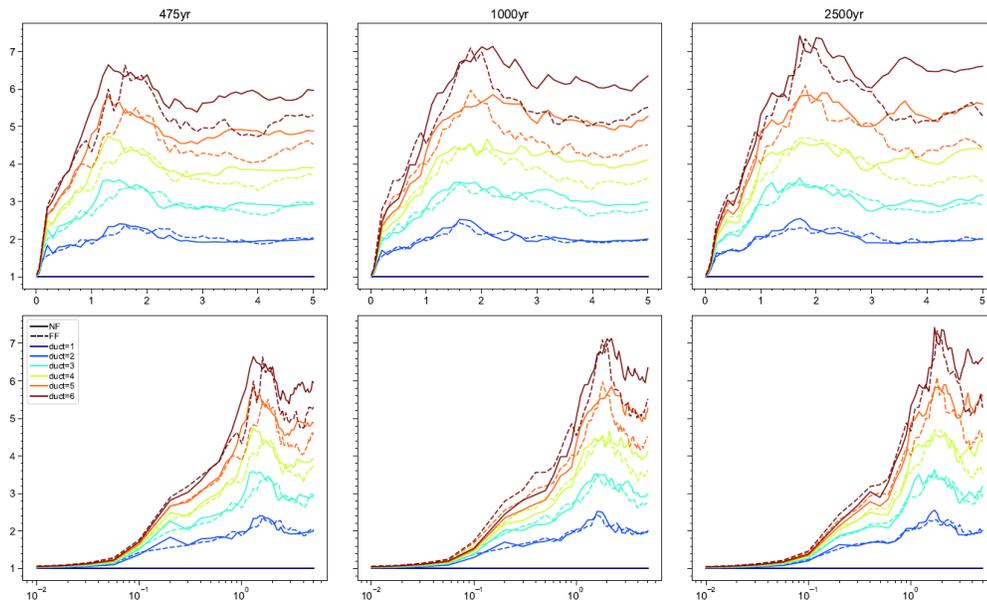
Anexo 280. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D2”.



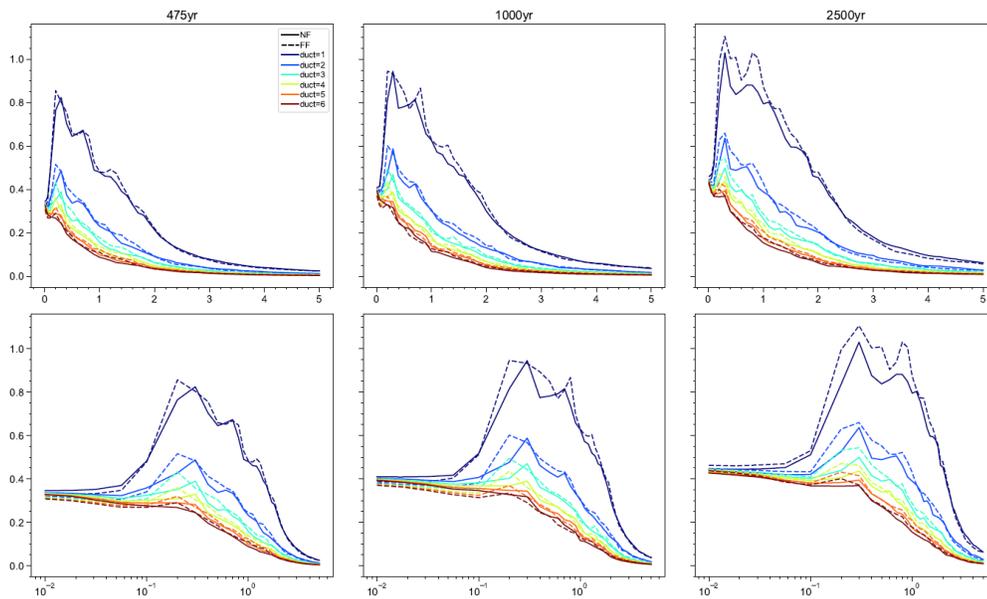
Anexo 281. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D2”.



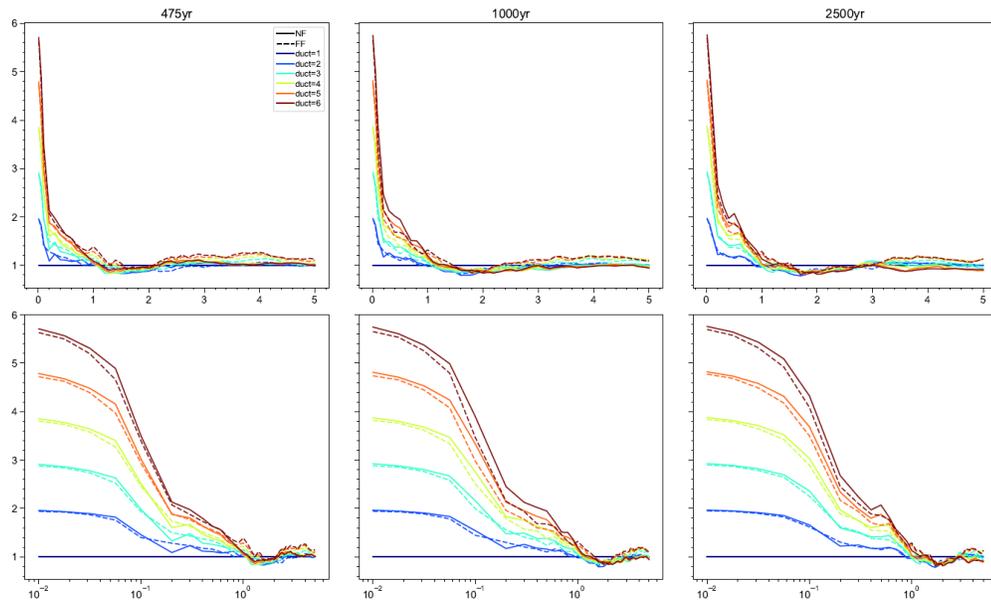
Anexo 282. Correlación entre el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$  y el desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D2”.



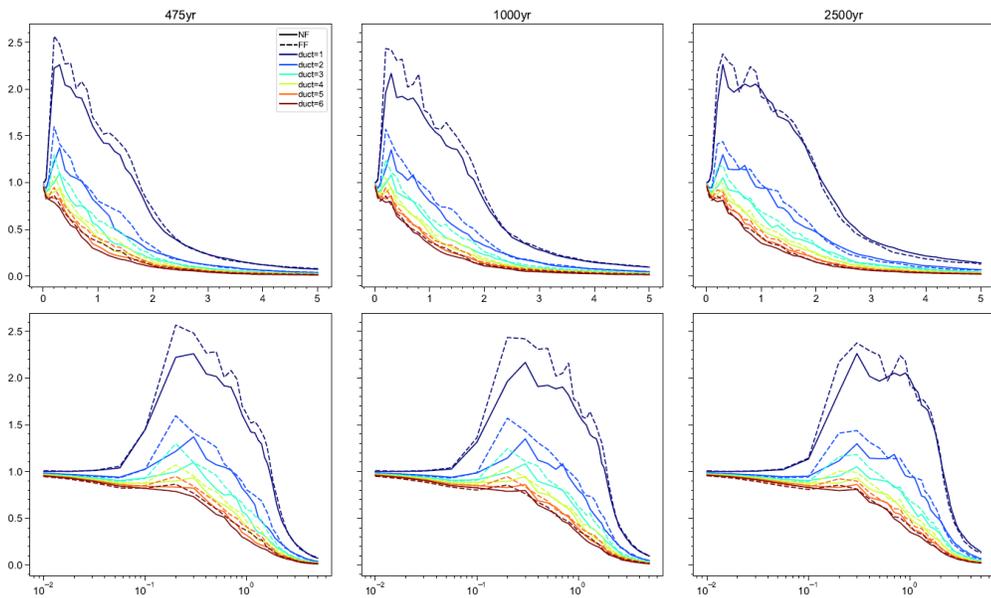
Anexo 283. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D3”.



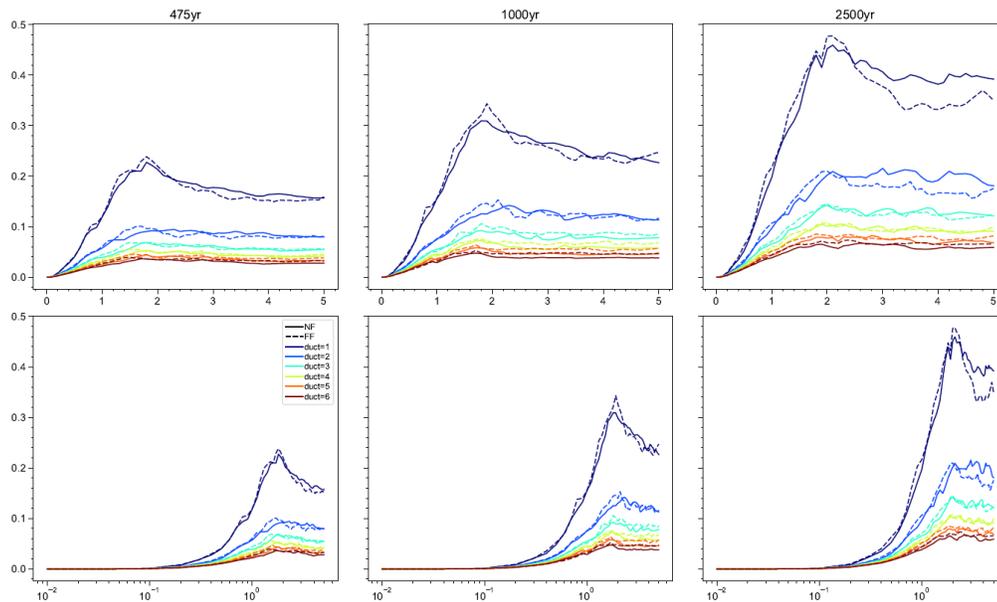
Anexo 284. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D3”.



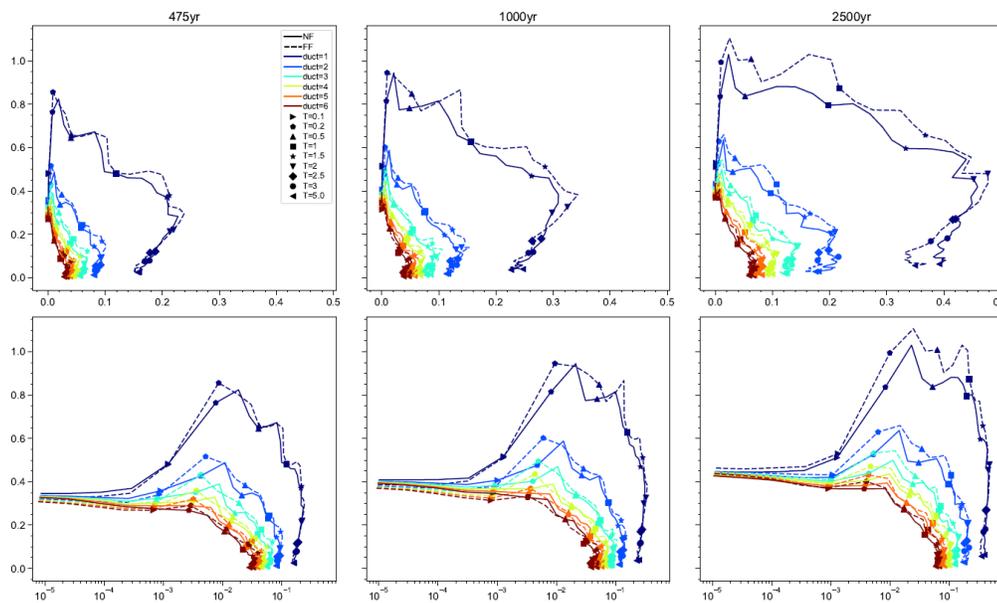
Anexo 285. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D3”.



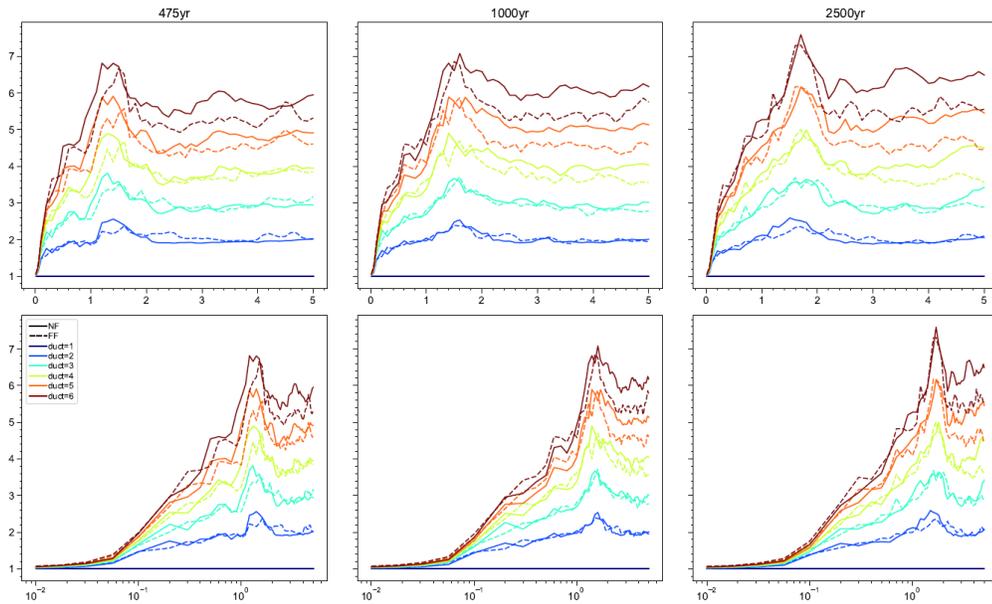
Anexo 286. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D3”.



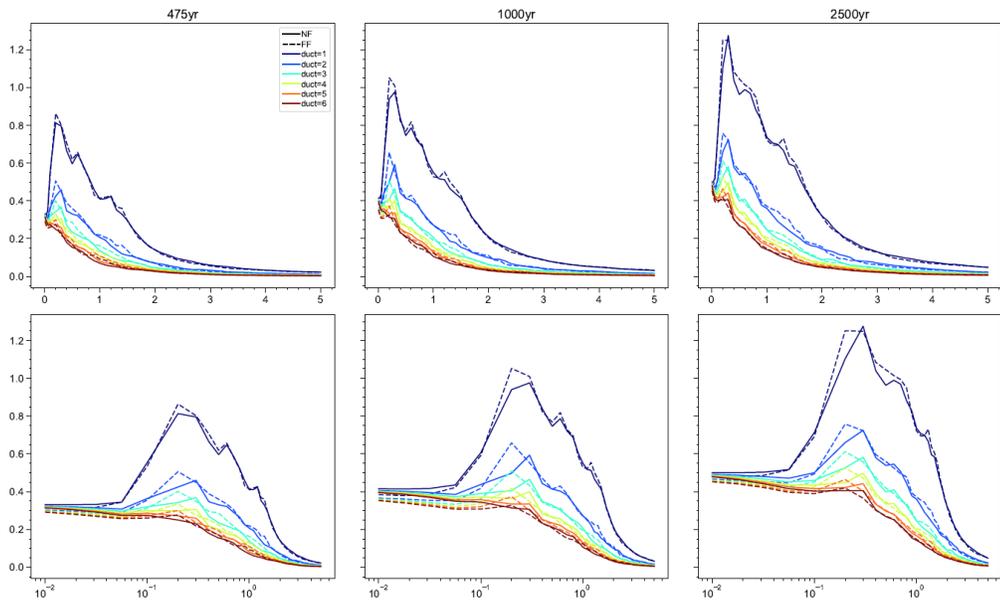
Anexo 287. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D3”.



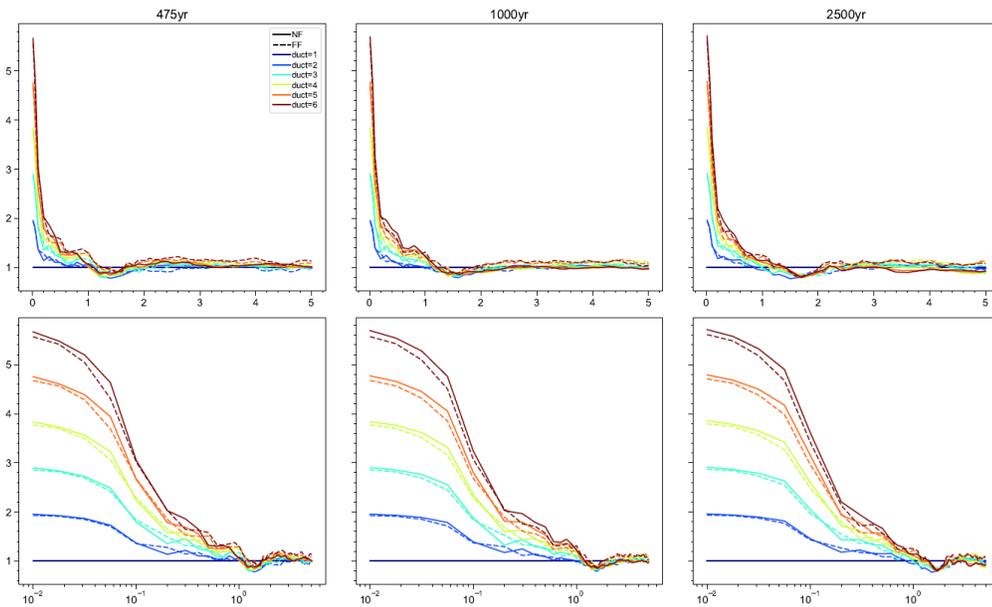
Anexo 288. Correlación entre el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$  y el desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D3”.



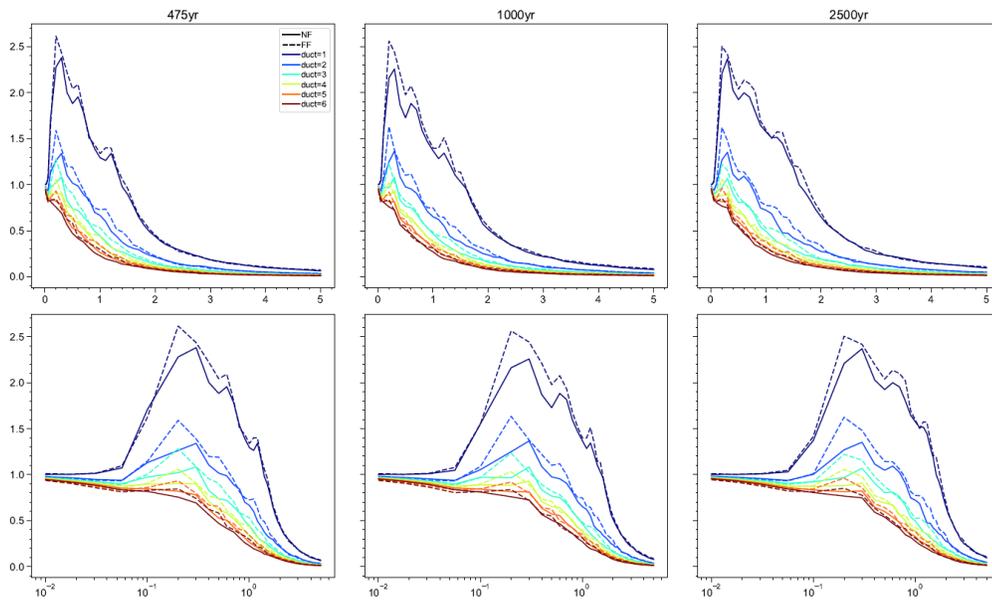
Anexo 289. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D4”.



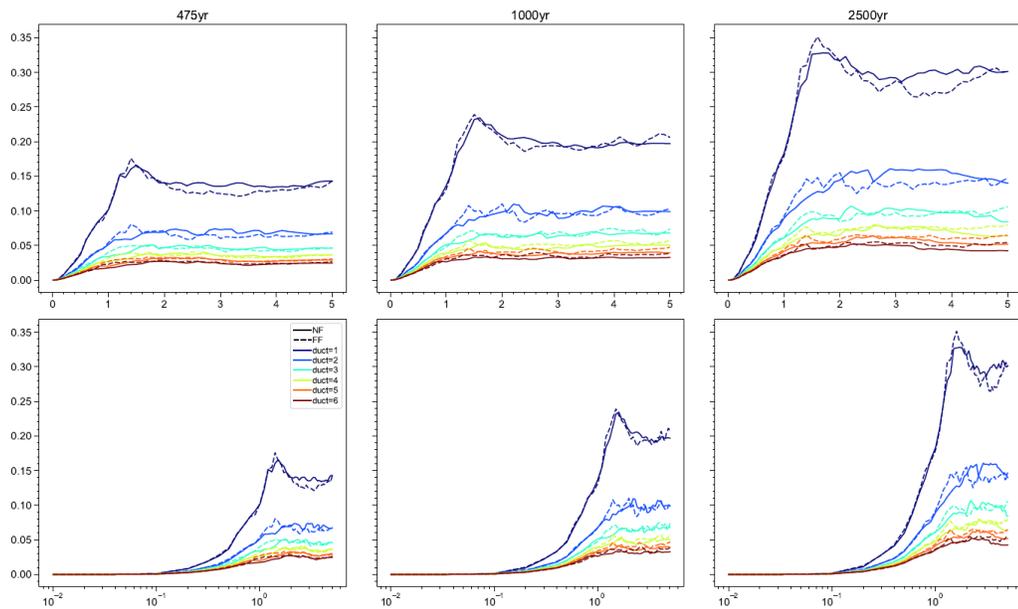
Anexo 290. Coeficiente sísmico de frecuencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D4”.



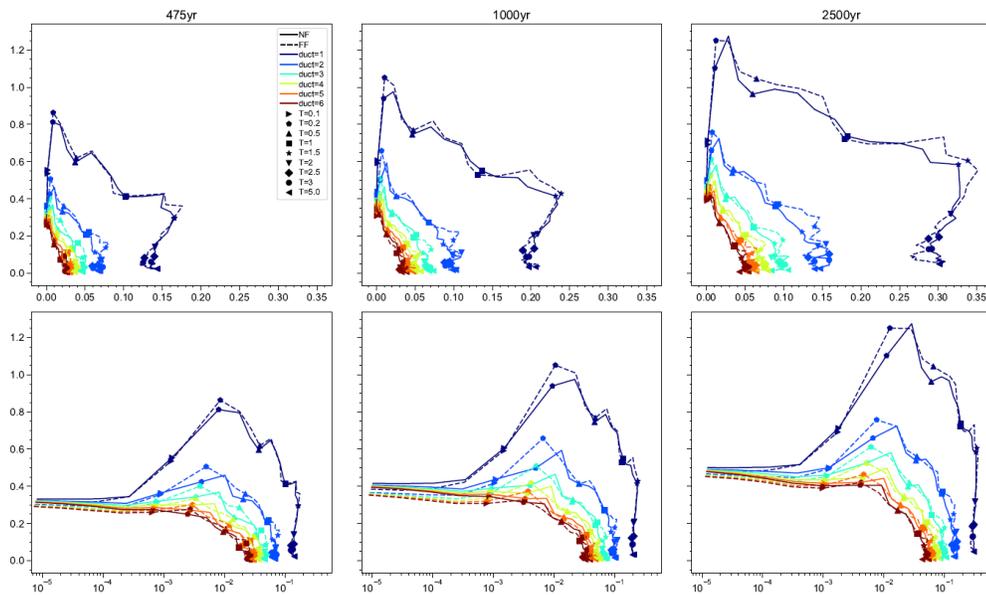
Anexo 291. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D4”.



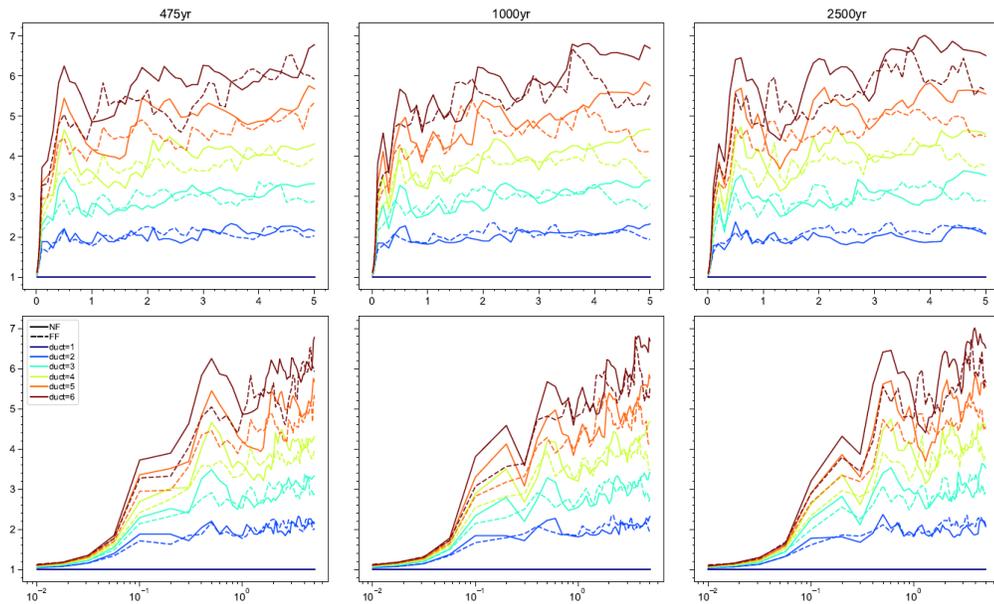
Anexo 292. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D4”.



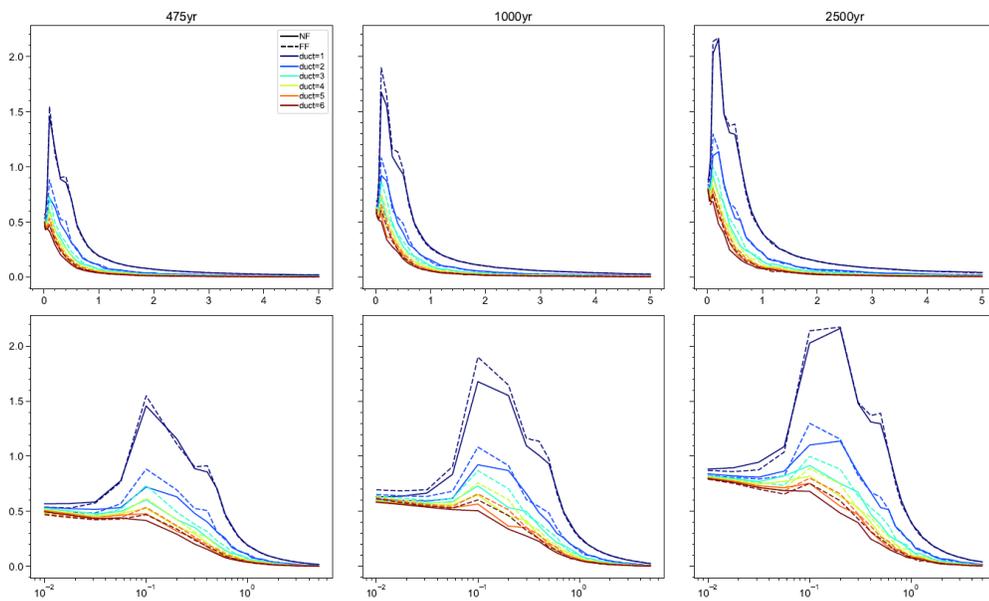
Anexo 293. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D4”.



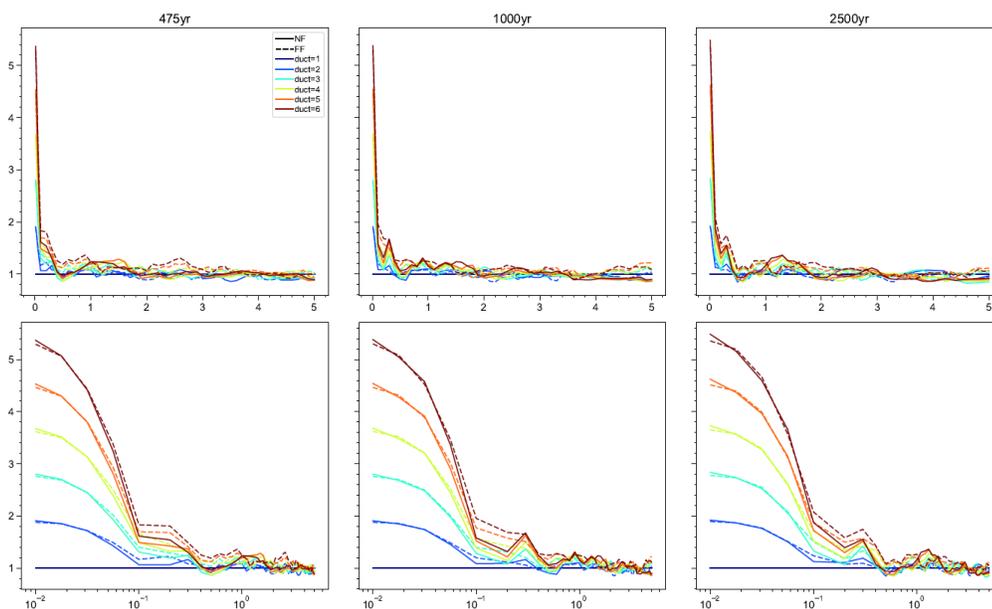
Anexo 294. Correlación entre el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$  y el desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D4”.



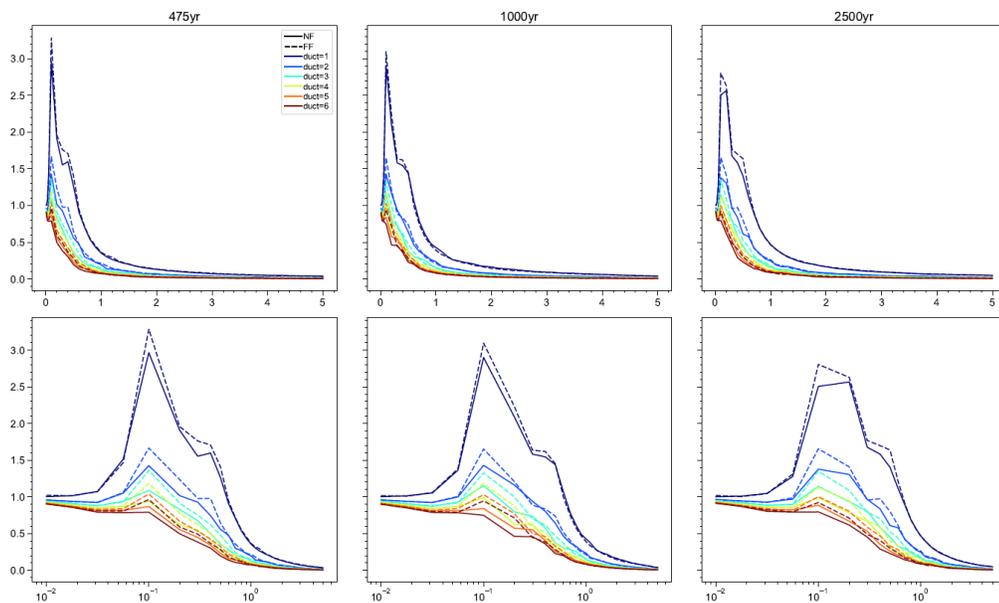
Anexo 295. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D5”.



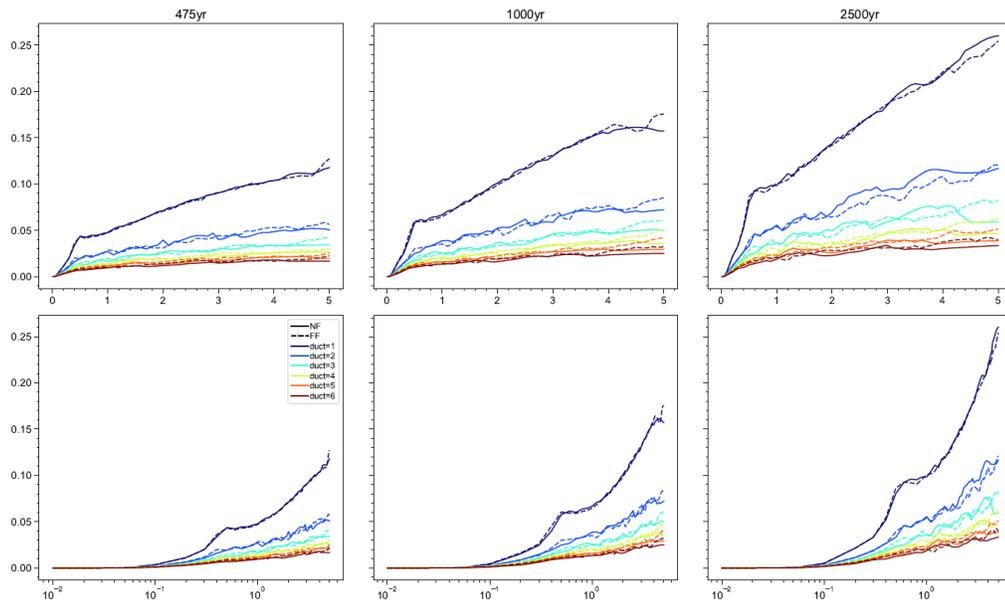
Anexo 296. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D5”.



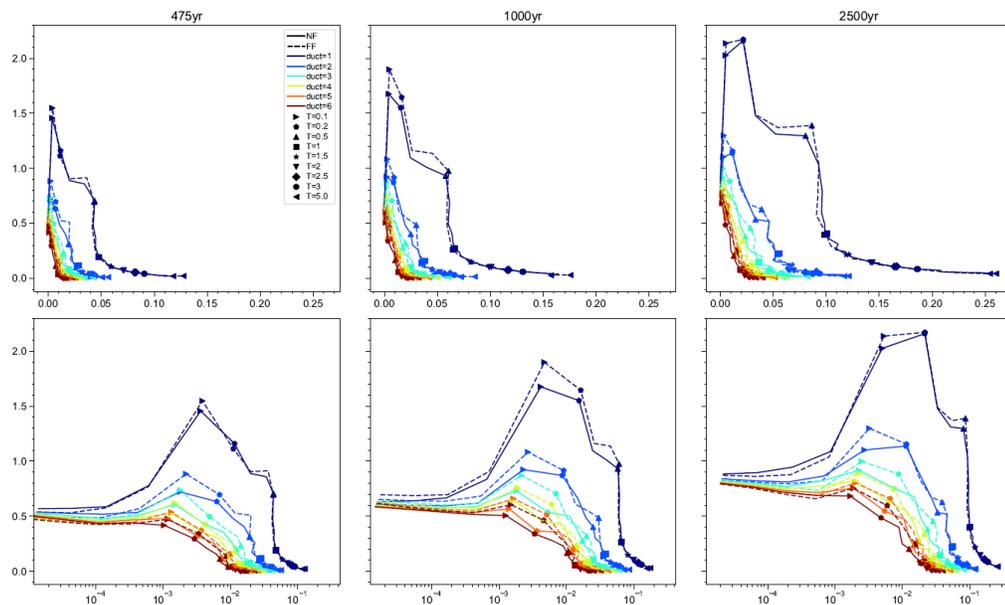
Anexo 297. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D5”.



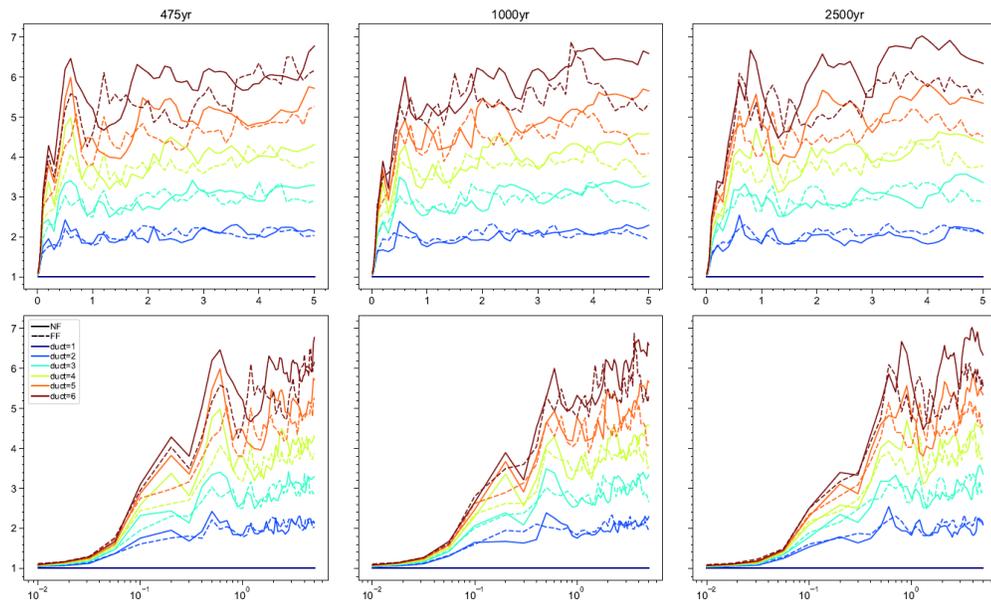
Anexo 298. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D5”.



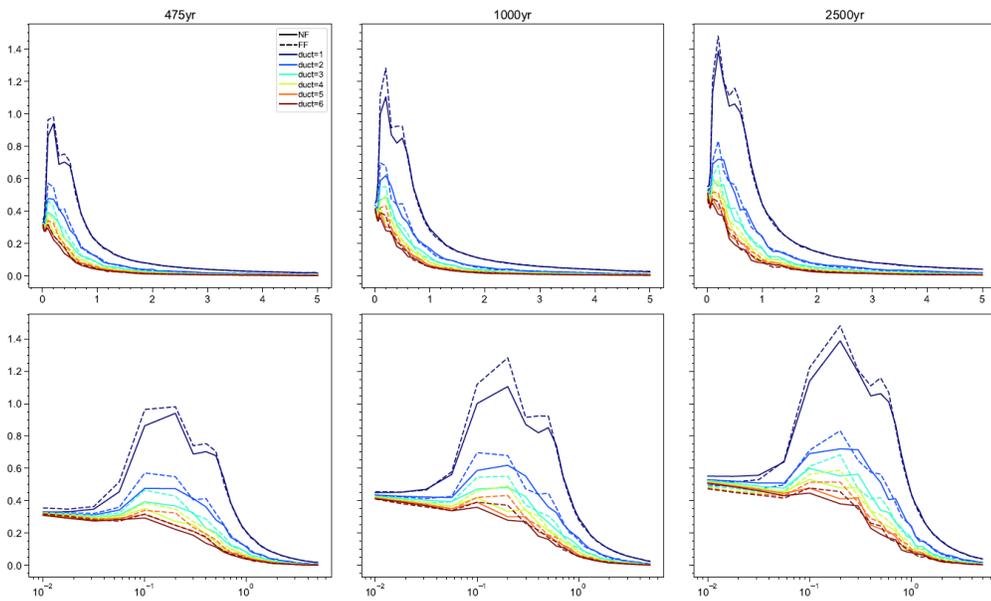
Anexo 299. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D5”.



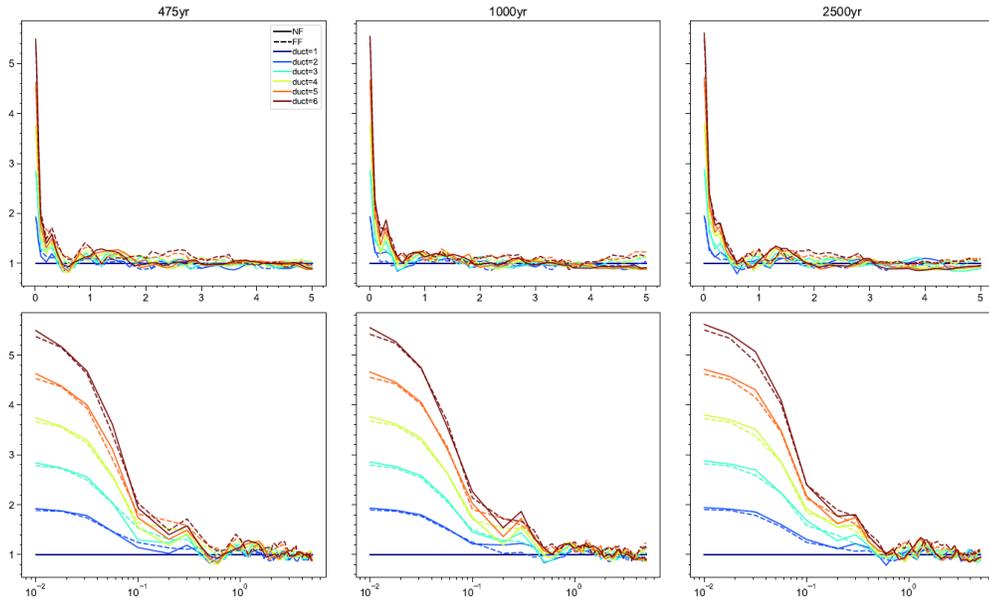
Anexo 300. Correlación entre el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$  y el desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D5”.



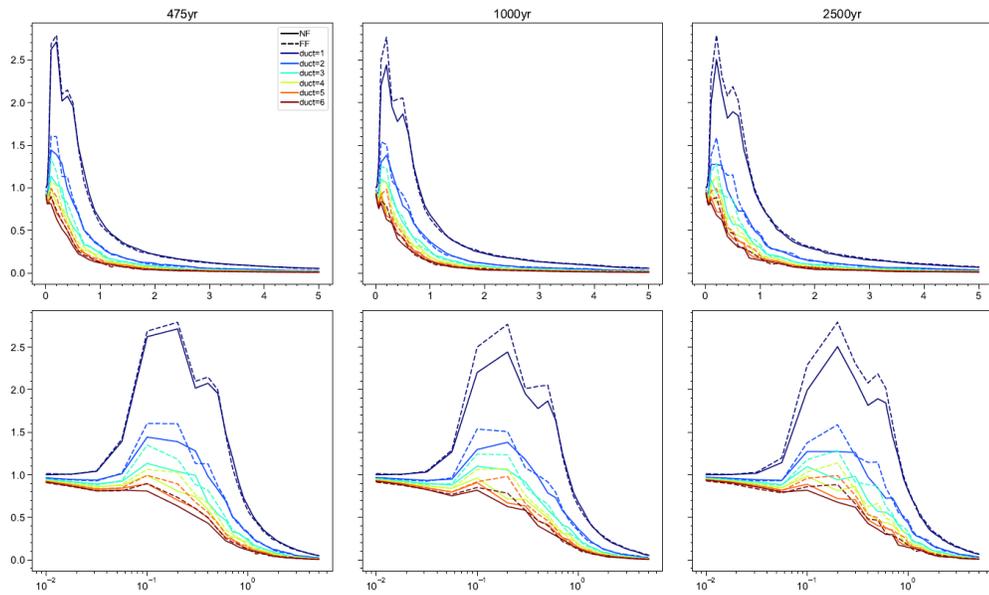
Anexo 301. Factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D6”.



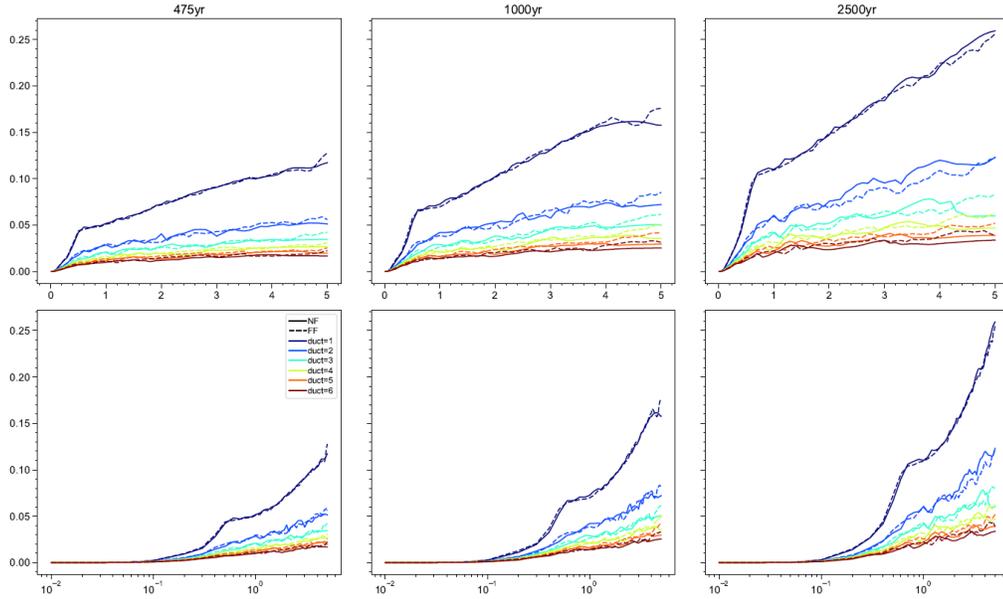
Anexo 302. Coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D6”.



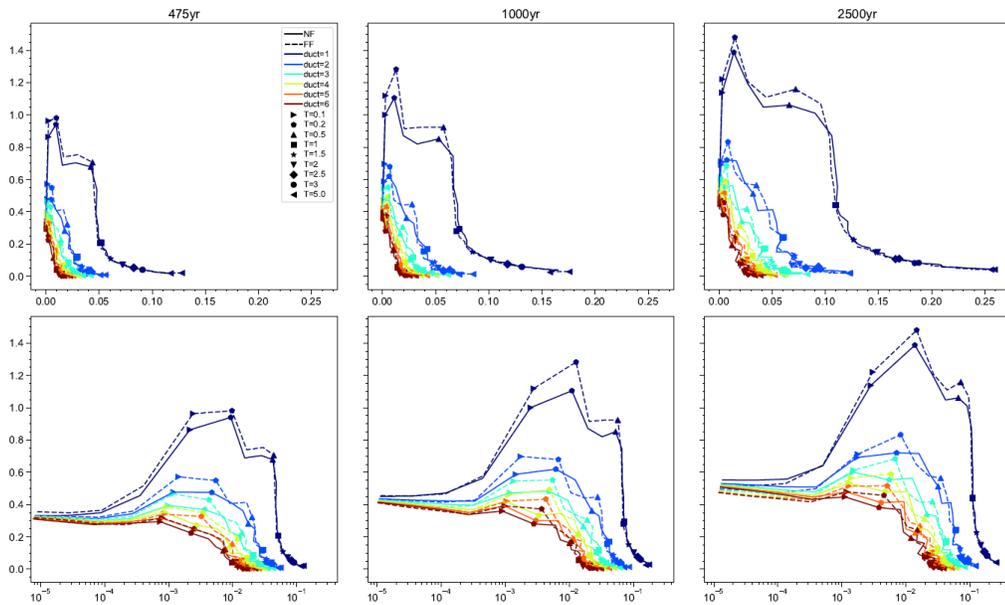
Anexo 303. Coeficiente de amplificación de deformaciones  $\gamma$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D6”.



Anexo 304. Esfuerzo de fluencia normalizado  $\eta$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D6”.



Anexo 305. Desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D6”.



Anexo 306. Correlación entre el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$  y el desplazamiento de fluencia positivo  $D_{yp}$ , para los períodos de retorno de 475, 1000 y 2500 años, correspondiente a la zona “D6”.